钢结构

高等学校土木工程系列教材

钢结构系列主编　刘锡良

钢结构设计原理

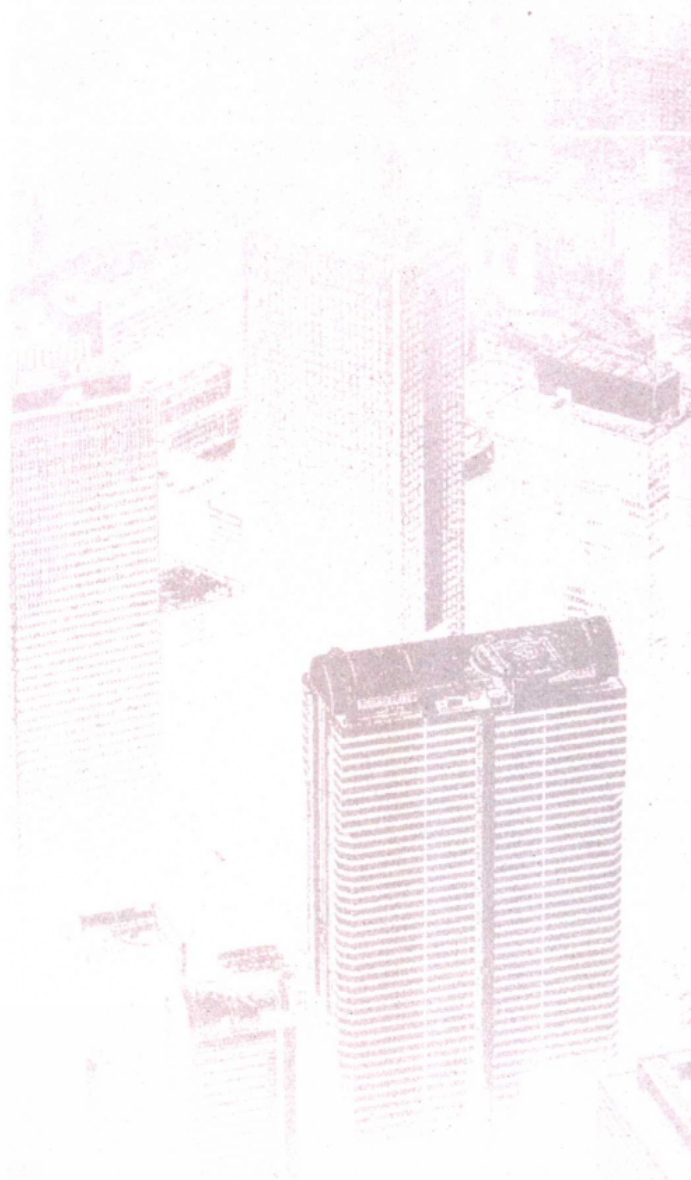
丁　阳　编著



天津大学出版社
TIANJIN UNIVERSITY PRESS

组稿编辑：徐桂英
责任编辑：徐桂英
装帧设计：谷英卉
技术设计：赵淑芬

钢结构设计原理



ISBN 7-5618-1966-8
9 787561 819661 >
定价：26.00元

高等学校土木工程系列教材

钢结构系列主编　刘锡良

钢结构设计原理

丁　阳　编著

天津大学出版社
TIANJIN UNIVERSITY PRESS

内容简介

本书主要讲述钢结构设计的基本理论和方法，为专业基础教材。根据教育部“面向21世纪土建类专业人才培养方案及教学内容体系改革的研究与实践”课题组的建议，并结合《钢结构设计规范》GB50017—2003和作者多年的教学经验编写。

全书共分六章，分别为：绪论、钢结构的材料、钢结构的连接、轴心受力构件、受弯构件以及拉弯和压弯构件。各章附有大量的计算和设计例题，章后习题类型多样，书后还给出大量附表。

本书可作为高等学校土木工程专业本科生教材，也可供从事土建工程的技术人员参考。

图书在版编目（CIP）数据

钢结构设计原理/丁阳编著．—天津：天津大学出版社，2004.6
ISBN 7-5618-1966-8

Ⅰ.钢… Ⅱ.丁… Ⅲ.钢结构—结构设计—高等学校—教材
Ⅳ.TU391.04

中国版本图书馆CIP数据核字（2004）第056903号

出版发行 天津大学出版社
出 版 人 杨风和
地　　址 天津市卫津路92号天津大学内（邮编：300072）
电　　话 发行部：022—27403647　邮购部：022—27402742
印　　刷 保定市印刷厂
经　　销 全国各地新华书店
开　　本 185mm×260mm
印　　张 20.75
字　　数 544千
版　　次 2004年6月第1版
印　　次 2004年6月第1次
印　　数 1-4 000
定　　价 26.00元

天津大学建筑工程学院土木工程专业

教材教学指导委员会

（以姓氏笔画为序）

主　任：姜忻良

委　员：王铁成　任兴华　刘惠兰　刘锡良
李忠献　李增福　何玉敖　赵　彤
赵奎生　罗定安　郭传镇　顾晓鲁
康谷贻　梁建文　戴自强

本教材已通过天津大学建筑工程学院土木工程专业教材教学指导委员会审查，可作为四年制土木工程专业本科教材。

序　言

我国每年钢产量已连续数年居世界首位，现超过2亿吨，这个数字史无前例，已达到几个发达国家钢产量总和。钢材数量的飞速增长给钢结构事业的发展带来莫大的机遇，对从事钢结构研究、设计和施工的技术人员来说也是莫大的幸事，施展我们才能的时机已经到来，我们一定要紧紧地把握住。

本来钢材就是很理想的绿色材料，过去只是由于产量少，国家的政策不得不限制用钢，节约钢材，因此钢结构得不到发展，更谈不上创新。高等学校从1955年钢结构200多学时的三个学期的课，竟一而再减至近年来的60多学时，真是少得可怜。

过去钢结构课中包括钢材、连接、基本构件、屋架、单层工业厂房、大跨度结构、高层结构、桥梁、塔桅结构、各种特殊结构（水塔、贮油罐、贮气罐、囤斗、囤仓高炉等）、制造安装、修理及加固，以及造价分析等。前苏联高校相关专业在钢结构基础上增加铝结构合称金属结构课，而现在我国的钢结构课仅讲授钢材、连接、基本构件、屋架及单层厂房（单层厂房也只是简单介绍）。

鉴于以上情况，我们原计划将钢结构教材按以前的格局分上下两册出版，但新的内容又涌现出许多，如网格结构、索膜结构、悬索结构、门式刚架、住宅钢结构、拱形波纹钢屋盖等，如此丰富的内容仅上下两册很难囊括，故决定根据不同的类别、不同的内容按钢结构系列分册出版，这样既满足了钢结构教学改革的要求，内容上也更丰富、更有针对性，从而对大专院校的师生和广大的读者也更加实用。

由于时间仓促，书中难免有引用同行专家著作或资料中的某些内容而未能详细说明出处，敬请谅解！当然错误及不妥之处也在所难免，请读者批评指正并提出宝贵意见，以便再版时更正。

系列主编　刘锡良

前　言

根据教育部“面向21世纪土建类专业人才培养方案及教学内容体系改革的研究与实践”课题组的建议，将原来的钢结构课程分为原理和设计两大部分，本书的内容为原理部分，是专业基础教学内容。

全书共分六章，包括：概述、钢结构的材料、钢结构的连接、轴心受力构件、受弯构件以及拉弯和压弯构件。主要讲述了钢结构的特点和设计方法、钢结构材料的工作性能、钢结构连接的计算和构造要求以及钢结构的基本构件（轴心受力构件、受弯构件和拉、压弯构件）的工作性能、受力分析和设计要点等。为了利于学生对基本概念的理解和对基本设计理论和方法的掌握，也便于学生自我考核，书中各章附有大量的计算和设计例题；章后习题类型多样，包括大量的选择题、计算题和设计题；书后还给出大量附表。

本书知识体系完整，内容丰富，教师授课时，可根据具体情况选择讲授重点及学生自学章节。本书结合《钢结构设计规范》GB50017—2003编写，可作为高等学校土木工程专业本科的专业基础教材，也可供从事土木工程的工程技术人员参考。

本书承蒙刘锡良教授的审阅，凭借他渊博的理论知识和丰富的工程实践经验，为本书提出了许多宝贵的意见和建议，在此表示深深的谢意。

在本书的编写过程中，直接或间接地引用了所列参考文献中的部分内容，谨致谢意。

由于作者水平有限，书中难免存在不足之处，敬请读者批评指教。

丁　阳

2004年3月

目　　录

第一章　绪论 …… 1

第一节　钢结构的特点 …… 1

第二节　钢结构的设计方法 …… 2

第三节　钢结构的应用和发展 …… 7

第二章　钢结构的材料 …… 15

第一节　钢结构对材料的要求 …… 15

第二节　钢材的破坏形式 …… 15

第三节　钢材的主要性能 …… 16

第四节　各种因素对钢材主要性能的影响 …… 19

第五节　复杂应力状态下钢材的屈服条件 …… 22

第六节　钢材的疲劳 …… 22

第七节　钢的种类和钢材的规格 …… 27

第三章　钢结构的连接 …… 31

第一节　钢结构的连接方法和特点 …… 31

第二节　焊缝和焊接连接的形式 …… 33

第三节　焊缝缺陷和质量检验 …… 36

第四节　角焊缝的构造要求与计算 …… 37

第五节　对接焊缝的构造要求和计算 …… 58

第六节　焊接应力和焊接变形 …… 70

第七节　螺栓和铆钉连接的排列和构造要求 …… 74

第八节　普通螺栓连接的工作性能和计算 …… 77

第九节　高强度螺栓连接的工作性能和计算 …… 90
第十节　混合连接 …… 101
第四章　轴心受力构件 …… 110
第一节　概述 …… 110
第二节　轴心受力构件的强度和刚度 …… 111
第三节　轴心受压构件的整体稳定 …… 115
第四节　轴心受压构件的局部稳定 …… 133
第五节　实腹式轴心受压构件的截面设计 …… 138
第六节　格构式轴心受压构件的截面设计 …… 146
第七节　轴心受压柱的柱头和柱脚 …… 157
第五章　受弯构件 …… 170
第一节　梁的类型和应用 …… 170
第二节　梁的强度和刚度 …… 171
第三节　梁的整体稳定 …… 176
第四节　梁的局部稳定和腹板加劲肋设计 …… 190
第五节　考虑腹板屈曲后强度的组合梁承载力计算 …… 201
第六节　型钢梁的设计 …… 209
第七节　梁的拼接和连接 …… 214
第八节　组合梁的设计 …… 220
第九节　其他形式的梁 …… 230
第六章　拉弯和压弯构件 …… 239
第一节　拉弯和压弯构件的特点 …… 239
第二节　拉弯和压弯构件的强度 …… 239
第三节　实腹式压弯构件的整体稳定 …… 241
第四节　实腹式压弯构件的局部稳定 …… 249
第五节　压弯构件的计算长度 …… 253

第六节　实腹式压弯构件的设计 …… 258
第七节　格构式压弯构件的设计 …… 266
第八节　框架的梁柱连接 …… 271
第九节　偏心受压柱的柱脚设计 …… 271
附录 …… 284
参考文献 …… 317

第一章 绪 论

第一节 钢结构的特点

钢结构是采用钢板、型钢通过连接而成的结构。钢结构和其他材料的结构相比具有如下特点。

(1) 建筑钢材强度高，塑性和韧性好

钢材与混凝土、砖石和木材等建筑材料相比，强度高很多，适用于建造跨度大、承载重的结构。但由于建筑钢材强度高，一般构件截面小而壁薄，受压时易为稳定承载力和刚度要求所控制，使强度难以得到充分的利用。建筑钢材塑性好，结构在一般条件下不会因超载而突然破坏，只是变形增大，应力重分配，应力变化趋于平缓。建筑钢材韧性好，结构适宜在动力荷载下工作，其良好的耗能能力和延性使钢结构具有优越的抗震性能。

(2) 钢结构的重量轻

钢材容重大，强度高，建造的结构比较轻。结构的轻质性可以用材料的质量密度和强度的比值来衡量，比值越小，结构相对越轻。建筑钢材的比值为 $(1.7\sim3.7)\times10^{-4}/\mathrm{m}$，而钢筋混凝土的比值约为 $18\times10^{-4}/\mathrm{m}$。以相同跨度的结构承受相同的荷载，钢屋架的重量为钢筋混凝土屋架的 1/4～1/3，冷弯薄壁型钢屋架甚至接近钢筋混凝土屋架的 1/10。

钢结构重量轻，为其安装、运输提供了便利条件，同时减轻基础的负荷，降低地基、基础部分的造价。

(3) 材质均匀，和力学计算的假定比较符合

钢材内部组织比较均匀，接近各向同性，且在一定的应力幅度内材料为弹性。因此，钢结构实际受力情况和工程力学计算结果比较符合，在计算中采用的经验公式不多，从而计算的不定性较小，计算结果比较可靠。另外，钢材在冶炼和轧制过程中质量可以严格控制，材质波动性小。

(4) 钢结构制作简便，施工工期短

钢结构所用材料皆已轧制成各种型材，由型材加工而成的构件一般是在金属结构厂制作，加工制作简便，准确度和精密度均较高。钢构件较轻，连接简单，安装方便，施工机械化，周期短。钢结构由于螺栓连接的特性，易于加固、改建和拆迁。

(5) 钢结构密闭性好

钢结构的材料和焊接连接的水密性和气密性较好，适宜建造密闭的板壳结构，如高压容器、油库、气柜、管道等。

(6) 钢结构耐腐蚀性差

钢材容易腐蚀，对钢结构必须注意防护，特别是薄壁构件，因此，处于较强腐蚀性介质内的建筑物不宜采用钢结构。钢结构在涂刷油漆前应彻底除锈，油漆质量和涂层厚度均应符合相关规范的要求。在设计中应避免使结构受潮、漏雨，构造上应尽量避免存在难于检查、

维修的死角。

（7）钢材耐热但不耐火

钢材受热时，当温度在200℃以内时，其主要力学性能（如屈服点和弹性模量）降低不多。温度超过200℃后，材质发生较大变化，不仅强度逐步降低，还会发生蓝脆和徐变现象。温度达600℃时，钢材进入塑性状态不能继续承载。因此，《钢结构设计规范》规定钢材表面温度超过150℃后即需加以隔热防护，对需防火的结构，应按相关的规范采取防火保护措施。

（8）钢结构可能发生脆性断裂

钢结构在低温和某些条件下，可能发生脆性断裂，还有厚板的层状撕裂，都应引起设计者的特别注意。

第二节　钢结构的设计方法

钢结构必须满足的功能包括：

1）结构应能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种情况，包括荷载和温度变化、基础不均匀沉降以及地震作用等；

2）在正常使用情况下结构具有良好的工作性能；

3）在正常维护下结构具有足够的耐久性；

4）在偶然事件发生时及发生后仍能保持必需的整体稳定性。

结构计算的目的在于保证所设计的结构和构件满足预期的各种功能。因此，结构的设计准则为：结构由各种荷载所产生的效应（内力和变形）不大于结构和连接由材料性能和几何因素等所决定的抗力或规定限值。影响结构功能的各种因素，如荷载的大小、材料强度的高低、截面的尺寸和施工的质量等都具有不定性，为随机变量。因此，荷载效应可能大于结构抗力，结构不可能百分之百的可靠，而只能对其作出一定的概率保证。

一、概率极限状态设计方法

1. 极限状态

当结构或其组成部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求时，此特定状态就称为该功能的极限状态。

钢结构的极限状态可以分为下列两类。

（1）承载能力极限状态

承载能力极限状态包括构件和连接的强度破坏、疲劳破坏和因过度变形而不适于继续承载，结构和构件丧失稳定，结构转变为机动体系和结构倾覆。

（2）正常使用极限状态

正常使用极限状态包括影响结构、构件和非结构构件正常使用或外观的变形，影响正常使用的振动，影响正常使用或耐久性能的局部损坏（包括混凝土裂缝）。

结构的工作性能可用结构的功能函数来描述。若结构设计时需要考虑 n 个影响结构可靠性的随机变量，即 $x_1, x_2, \cdots, x_n$，则这 n 个随机变量之间通常可建立函数关系

$$Z = g(x_1, x_2, \cdots, x_n) \tag{1-1}$$

式中：Z 称为结构的功能函数。

为了简化，只以结构构件的荷载效应 S 和抗力 R 两个基本随机变量表达结构的功能函数，即

$$Z = g(R,S) = R - S \tag{1-2}$$

式中：R 和 S 是随机变量，其函数 Z 也为随机变量。

在实际工程中，可能出现下列三种情况：①$Z>0$ 时，结构处于可靠状态；②$Z=0$ 时，结构达到临界状态，即极限状态；③$Z<0$ 时，结构处于失效状态。

传统的设计方法认为 R 和 S 都是确定的变量，只要按 $Z>0$ 设计，并赋予一定的安全系数，结构就是绝对安全的。但事实并非如此，结构失效的事例仍时有发生，这是由于基本变量的不定性。绝对可靠的结构是不存在的，因而对所设计的结构的功能只能给出一定概率的保证。只要可靠的概率足够大，或者说失效概率足够小，便可认为所设计的结构是安全的。

按照概率极限状态设计方法，结构的可靠度定义为：结构在规定的时间内和规定的条件下，完成预定功能的概率。这里所指“完成预定功能”就是对于规定的某种功能结构不失效（$Z\geqslant 0$）。若以 p_s 表示结构的可靠度，则上述定义可表达为

$$p_s = P(Z \geqslant 0) \tag{1-3}$$

结构的失效概率以 p_f 表示，则

$$p_f = P(Z < 0) \tag{1-4}$$

由于事件（$Z<0$）和（$Z\geqslant 0$）是对立的，所以结构可靠度 p_s 与结构的失效概率 p_f 符合

$$p_s + p_f = 1 \tag{1-5}$$

或

$$p_s = 1 - p_f$$

因此，结构可靠度的计算可以转换为结构失效概率的计算。

2. 一次二阶矩法

为了计算结构的失效概率 p_f，首先确定功能函数 Z 的分布。图 1-1 给出了功能函数 Z 的概率密度曲线 $f_z(Z)$。

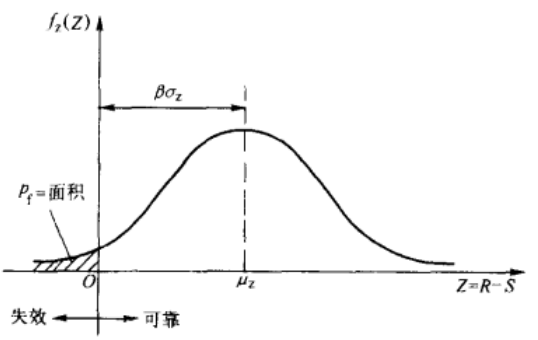


图 1-1 Z 的概率密度曲线

图中 $Z=0$，结构处于极限状态；$Z<0$，结构处于失效状态；$Z>0$，结构处于可靠状态。图中阴影面积表示事件 $Z<0$ 的概率，即为失效概率，可用积分求得

$$p_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^{0} f_z(Z)\mathrm{d}Z \tag{1-6}$$

一般情况下，Z 的分布很难求出，因此失效概率的计算仅仅在理论上可以解决，实际很难确定，这使得概率设计法一直不能付诸实用。20 世纪 60 年代末期，美国学者康奈尔（Cornell，C.A）提出比较系统的一次二阶矩的设计方法，使得概率设计法进入了实用阶段。

一次二阶矩法不直接计算结构的失效概率 p_f，而是将图 1-1 中 Z 的平均值 μ_Z 用 Z 的标准差 σ_Z 来度量

$$\mu_Z = \beta\sigma_Z \tag{1-7}$$

由上式得

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \tag{1-8}$$

式中：β——可靠指标或安全指标。

只要功能函数 Z 的分布一定，β 与 p_f 就存在一一对应的关系，而且 β 增大，p_f 减小；β 减小，p_f 增大。

假设 Z 的分布为正态分布，则 β 与 p_f 的关系式为

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - p_f) \tag{1-9}$$

$$p_f = \Phi(-\beta) \tag{1-10}$$

式中：Φ（·）——标准正态分布函数；

Φ^{-1}（·）——标准正态分布的反函数。

如果 Z 的分布为非正态分布，可用当量正态化方法转化为正态分布。正态分布时，β 与 p_f 的对应关系如表 1-1 所示。

表 1-1　正态分布时 β 与 p_f 的对应值

可靠指标 β	4.5	4.2	4.0	3.7	3.5	3.2	3.0	2.7	2.5	2.0
失效概率 p_f	3.4 $\times 10^{-6}$	1.34 $\times 10^{-5}$	3.17 $\times 10^{-5}$	1.08 $\times 10^{-4}$	2.33 $\times 10^{-4}$	6.87 $\times 10^{-4}$	1.35 $\times 10^{-3}$	3.47 $\times 10^{-3}$	6.21 $\times 10^{-3}$	2.28 $\times 10^{-2}$

这里 β 的计算避开了 Z 的全分布的推求，而只采用分布的特征值，即一阶原点矩（均值）μ_Z 和二阶中心矩（方差）σ_Z^2，这两者对于任何分布皆可按下式求得

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \tag{1-11}$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \tag{1-12}$$

式中：μ_R，μ_S——抗力 R 和荷载效应 S 的平均值；

σ_R^2，σ_S^2——抗力 R 和荷载效应 S 的方差。

只要取得足够的数据，便可由统计分析求得 R 和 S 的均值 μ 和方差 σ^2，如果 Z 为非线性函数，可将此函数展为泰勒级数并取其线性项，由下面公式计算均值和方差

$$Z = g(x_1, x_2, \cdots, x_n) \tag{1-13}$$

$$\mu_Z \approx g(\mu_{x1}, \mu_{x2}, \cdots, \mu_{xn}) \tag{1-14}$$

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\bigg|_{\mu}\right)^2 \mu_{xi}^2 \tag{1-15}$$

式中：μ_{xi}——随机变量 x_i 的均值；

$(\cdot|_{\mu})$——表示计算偏导数时变量均用各自的平均值赋值。

由此得

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{K_0 - 1}{\sqrt{K_0^2\delta_R^2 + \delta_S^2}} \tag{1-16}$$

这里，$K_0 = \mu_R/\mu_S$ 为中心安全系数，它对 β 值有影响，同时对 β 值起影响的还有变异系数 δ_R 和 δ_S。当 K_0 随 μ_R 和 μ_S 的比值而定时，δ 变动将使 β 增减，故安全系数不能度量结构的安全度。

将式（1-16）写成设计式

$$\mu_R = \mu_S + \beta\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \tag{1-17}$$

由于

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \frac{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

故得

$$\mu_R - \alpha_R\beta\sigma_R \geqslant \mu_S + \alpha_S\beta\sigma_S \tag{1-18}$$

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}, \alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{1-19}$$

而式（1-18）左、右分别为 R 和 S 的设计验算点坐标 R^* 和 S^*，因此要求

$$R^* \geqslant S^* \tag{1-20}$$

这就是概率法的设计式。由于这种设计不考虑 Z 的全分布，只考虑至二阶矩，对非线性函数用泰勒级数展开取线性项，故此法称为一次二阶矩法。

式（1-18）中可靠指标的取值可用校准法求得。所谓“校准法”，就是对现有结构构件进行反演计算和综合分析，求得其平均可靠指标来确定设计时应采用的目标可靠指标。《建筑结构可靠度设计统一标准》按结构破坏类型（延性或脆性破坏）和安全等级（根据破坏后果和建筑物类型分为一、二、三级）分别规定了结构构件按承载能力极限状态设计时采用的不同的 β 值。经校准分析，钢结构的各种构件，β 值在 3.2 左右，即 $\beta = 3.2$，属延性破坏，安全等级为二级。

二、设计表达式

《钢结构设计规范》除疲劳计算外，采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，用分项系数的设计表达式进行计算。对于简单的荷载情况，分项系数设计式可写成

$$\frac{R_k}{\gamma_R} \geqslant \gamma_G S_{G_k} + \gamma_Q S_{Q_k} \tag{1-21}$$

式中：R_k——抗力标准值；

S_{G_k}——按标准值计算的永久荷载（G）效应值；

S_{Q_k}——按标准值计算的可变荷载（Q）效应值；

γ——分项系数。

相应地，式（1-20）可写成

$$R^* \geqslant S_G^* + S_Q^* \tag{1-22}$$

为使式（1-21）与式（1-22）等价，必须满足

$$\left.\begin{aligned}\gamma_R &= R_k/R^*\\ \gamma_G &= S_G^*/S_{G_k}\\ \gamma_Q &= S_Q^*/S_{Q_k}\end{aligned}\right\} \tag{1-23}$$

由式（1-23）可知，R^*、S_G^*、S_Q^* 不仅与可靠指标 β 有关，而且与各基本变量的统计参数（平均值、标准值）有关。因此，对每一种构件，在给定 β 的情况下，γ 值将随荷载效应比值 $\rho = S_{Q_k}/S_{G_k}$ 变动而为一系列的值，这对于设计不方便，如分别取 γ_G、γ_Q 为定值，γ_R 亦按各种构件取不同的定值，则所设计的结构构件的实际可靠指标就不可能与给定的可靠指标完全一致。为此，可用优化法求得最佳的分项系数值，使两者 β 的差值最小，并结合工程经验确定。

经过计算和分析，《建筑结构可靠度设计统一标准》规定，在一般情况下荷载分项系数

$$\gamma_G = 1.2$$

$$\gamma_Q = 1.4$$

当永久荷载效应与可变荷载效应异号时，这时永久荷载对设计有利，应取

$$\gamma_G = 1.0$$

$$\gamma_Q = 1.4$$

在荷载分项系数统一规定的条件下，《钢结构设计规范》对钢结构构件抗力分项系数进行分析，使所设计的结构构件的实际 β 值与预期的 β 值差值甚小，并结合工程经验，规定 Q235 钢的 $\gamma_R = 1.087$；Q345、Q390 和 Q420 钢的 $\gamma_R = 1.111$。

钢结构设计用应力表达，采用钢材强度设计值。所谓“强度设计值 f”，是钢材的屈服点 f_y 除以抗力分项系数 γ_R，如 Q235 钢抗拉强度设计值为 $f = f_y/\gamma_R = f_y/1.087$；对于端面承压和连接则为抗拉强度 f_u 除以抗力分项系数 γ_{Ru}，即 $f = f_u/\gamma_{Ru} = f_u/1.538$。

因此，对于承载能力极限状态荷载效应的基本组合，应按下列设计表达式中最不利值确定：

可变荷载效应控制的组合

$$\gamma_0\left(\gamma_G\sigma_{G_k} + \gamma_{Q_1}\sigma_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^{n}\gamma_{Q_i}\psi_{ci}\sigma_{Q_{ik}}\right) \leqslant f \tag{1-24}$$

永久荷载效应控制的组合

$$\gamma_0\left(\gamma_G\sigma_{G_k} + \sum_{i=1}^{n}\gamma_{Q_i}\psi_{ci}\sigma_{Q_{ik}}\right) \leqslant f \tag{1-25}$$

式中：γ_0 ——结构重要性系数（对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件，不应小于 1.1；对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件，不应小于 1.0；对安全等级为三级或设计使用年限为 5 年的结构构件，不应小于 0.9）；

σ_{G_k} ——永久荷载标准值在结构构件截面或连接中产生的应力；

$\sigma_{Q_{1k}}$ ——起控制作用的第一个可变荷载标准值在结构构件截面或连接中产生的应力（该值使计算结果为最大）；

$\sigma_{Q_{ik}}$——其他第 i 个可变荷载标准值在结构构件截面或连接中产生的应力；

γ_G——永久荷载分项系数（当永久荷载效应对结构构件的承载力不利时取 1.2，但对式（1-25）则取 1.35；当永久荷载效应对结构构件的承载力有利时取 1.0；验算结构倾覆、滑移或漂浮时取 0.9）；

γ_{Q_1}，γ_{Q_i}——第 1 个和其他第 i 个可变荷载分项系数（当可变荷载效应对结构构件的承载力不利时取 1.4，有利时取为 0）；

ψ_{ci}——第 i 个可变荷载组合值系数，按《建筑结构荷载规范》的规定取用。

以上两式，除第一个可变荷载的组合值系数 $\psi_{cl}=1.0$ 的楼盖（例如仪器车间仓库、金工车间、轮胎厂准备车间、粮食加工车间等的楼盖）或屋盖（高炉附近的屋面积灰）必然由式（1-25）控制设计，取 $\gamma_G=1.35$ 外，其他只有大型混凝土屋面板的重型屋盖以及很特殊情况才有可能由式（1-25）控制设计。

对于一般排架、框架结构，可采用下列简化式计算：

由可变荷载效应控制的组合，按下式计算

$$\gamma_0\left(\gamma_G\sigma_{G_k}+\psi\sum_{i=1}^{n}\gamma_{Q_i}\sigma_{Q_{ik}}\right)\leqslant f \tag{1-26}$$

式中：ψ——简化式中采用的荷载组合值系数，一般情况下可采用 0.9；当只有一个可变荷载时取 1.0。

由永久荷载效应控制的组合，仍按式（1-25）进行计算。

对于偶然组合，极限状态设计表达式宜按下列原则确定：偶然作用的代表值不乘分项系数；与偶然作用同时出现的可变荷载，应根据观测资料和工程经验采用适当的代表值；具体的设计表达式及各种系数，应符合专门规范的规定。

对于正常使用极限状态，按《建筑结构可靠度设计统一标准》的规定分别采用荷载的标准组合、频遇组合和准永久组合进行设计，并使变形等计算值不超过相应的规定限值。

钢结构只考虑荷载的标准组合，其设计式为

$$\upsilon_{G_k}+\upsilon_{Q_{1k}}+\sum_{i=2}^{n}\psi_{ci}\upsilon_{Q_{ik}}\leqslant[\upsilon] \tag{1-27}$$

式中：υ_{G_k}——永久荷载的标准值在结构或结构构件中产生的变形值；

$\upsilon_{Q_{1k}}$——起控制作用的第一个可变荷载的标准值在结构或结构构件中产生的变形值（该值使计算结果为最大）；

$\upsilon_{Q_{ik}}$——其他第 i 个可变荷载标准值在结构或结构构件中产生的变形值；

$[\upsilon]$——结构或结构构件的容许变形值。

第三节 钢结构的应用和发展

一、钢结构的应用

钢结构由于其自身的特点和结构形式的多样化，随着我国国民经济的迅猛发展，其应用范围越来越广泛。

在工业与民用建筑中钢结构的应用范围包括如下几方面。

（1）工业厂房

吊车起重量较大或工作较繁重的车间多采用钢骨架。如冶金厂房的平炉和转炉车间、混铁炉车间和初轧车间；重型机械厂的铸钢车间、水压机车间和锻压车间等。

近年来随着空间网架的大量应用，一般的工业车间也采用了钢结构。

（2）大跨结构

飞机装配车间、飞机库、煤棚、会展中心、体育馆和展览馆等皆需大跨结构。结构体系可为网架、悬索、拱架以及框架等。将于 2004 年完工的上海浦东东方艺术中心，其主体结构为钢结构（图 1-2）。它是浦东新区投资建设的城市文化设施项目，也是上海“十五”期间的重要文化工程之一。图 1-3 和图1-4所示为采用网壳结构的工程。

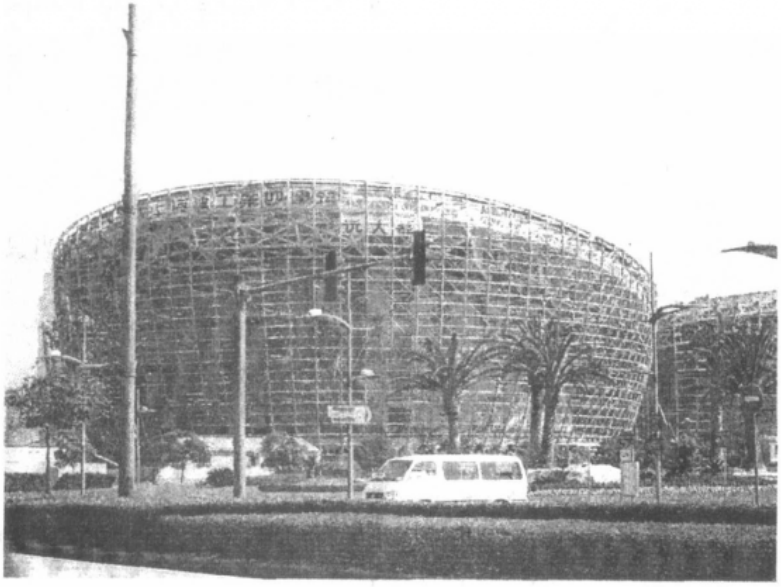


图 1-2　上海浦东东方艺术中心

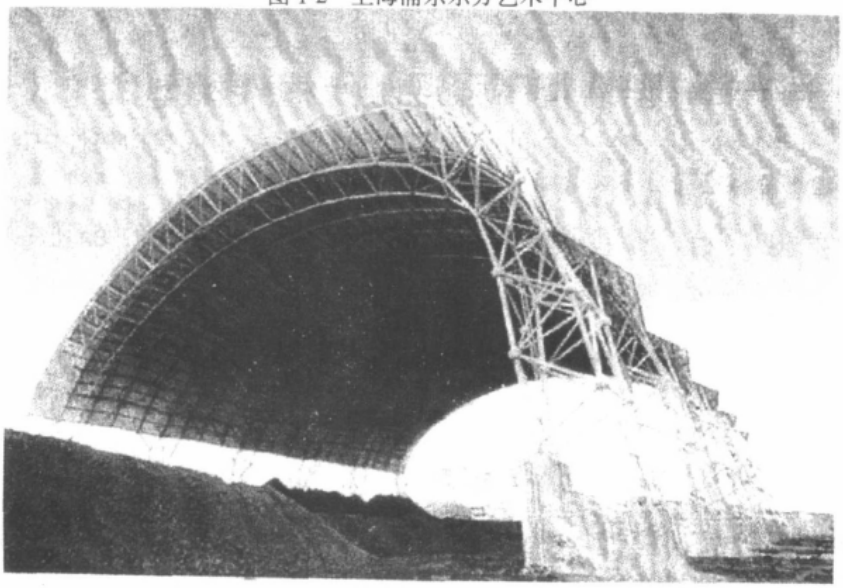


图 1-3　干煤棚网壳结构

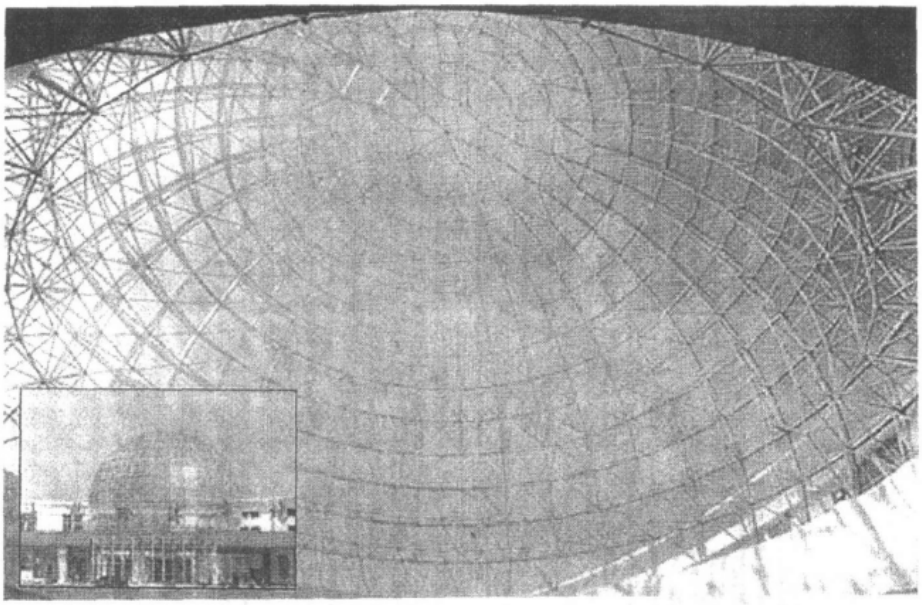


图 1-4 球形网壳结构

(3) 高耸结构

高耸结构包括塔架和桅杆结构，如电视塔、微波塔、输电线塔、钻井塔、环境大气监测塔、无线电天线桅杆和广播发射桅杆等。图 1-5 所示为标志性的钢结构构筑物。

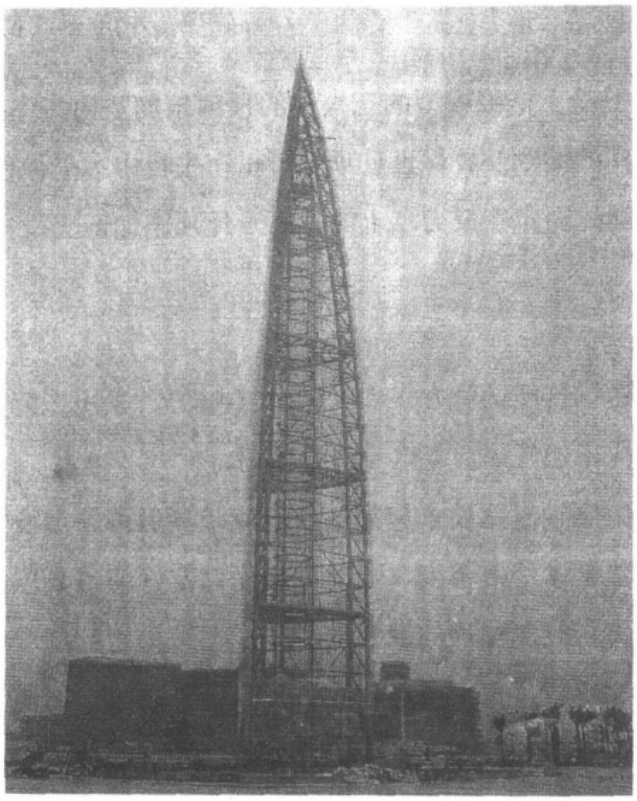


图 1-5 构筑物工程

(4) 多层和高层建筑

多层和高层建筑的骨架采用钢结构。近年来钢结构在此领域已逐步得到发展，图 1-6 所示为全部采用热轧 H 型钢制作的钢结构住宅的钢框架结构。

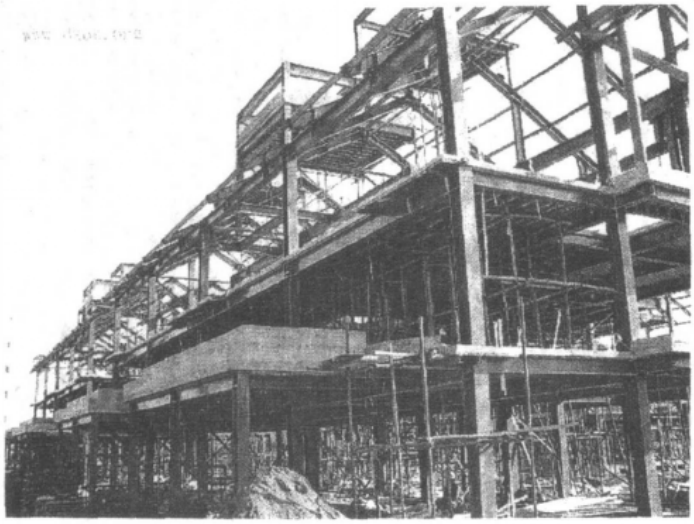


图 1-6　钢结构住宅

高层钢结构建筑，如北京的国贸中心（高 155.2 m）、京城大厦（高 182 m）、京广中心大厦（高208 m）、上海的国贸中心大厦（高 139 m）、深圳发展中心大厦（高 265 m）、地王商业大厦（楼顶面高 325 m，塔尖处高 384 m），这些高层钢结构的建成表明了我国高层建筑发展的新趋势。图 1-7 所示为高层钢结构。

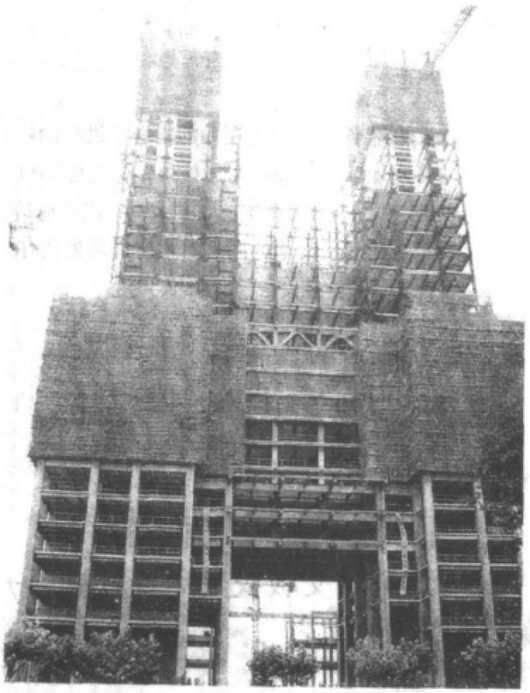


图 1-7　高层钢结构

（5）承受振动荷载影响及地震作用的结构

设有较大锻锤的车间，其骨架直接承受的动力荷载尽管不大，但间接的振动却极为强烈，可采用钢结构。对于抗地震作用要求高的结构也宜采用钢结构。

（6）板壳结构

油库、油罐、煤气库、高炉、热风炉、料斗、烟囱、水塔以及各种管道等均采用板壳结构。图 1-8 所示为干式储气罐工程。

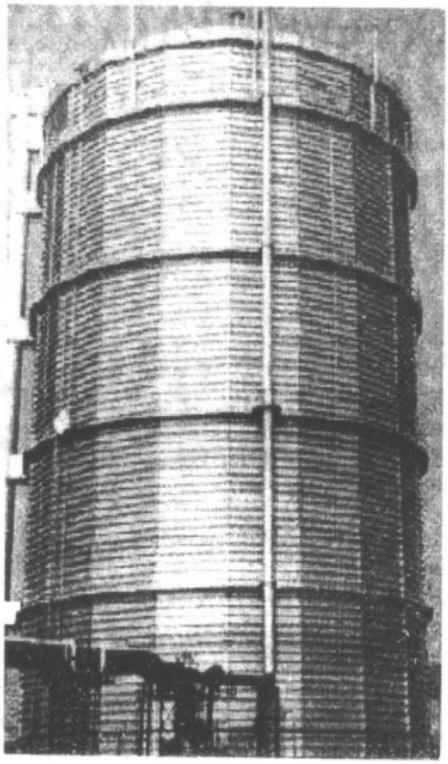


图 1-8 干式储气罐

（7）其他结构

其他结构还包括栈桥、管道支架、井架和海上采油平台等结构。另外钢结构也广泛应用于跨度大，结构形式新颖的桥梁结构。

上海杨浦大桥横跨黄浦江（图 1-9），全长 7 685 m，主桥为双塔双索面钢筋混凝土—钢叠合梁斜拉桥结构，跨径 602 m，为世界第一斜拉桥。全桥钢结构总重量为 12 600 t，梁与梁之间采用 30 多万套高强度螺栓连接。湘江大桥（图 1-10）全长 3 068 m，为三跨中承式钢管拱桥，大桥主钢管拱由 3 个连续跨组成，两侧跨径为 144 m，中间跨径为 162 m。

（8）可拆卸或移动的结构

建筑工地的生产、生活附属用房和临时展览馆等，这些结构是可拆迁的。移动结构，如塔式起重机、履带式起重机的吊臂和龙门起重机等，都采用钢结构。

（9）轻型钢结构

轻型钢结构包括轻型门式刚架房屋钢结构、冷弯薄壁型钢结构以及钢管结构等。这些结构可用于荷载较轻或跨度较小的建筑。

近年来轻型钢结构已广泛应用于仓库、办公室、工业厂房及体育设施等，并向住宅和别墅发展。图 1-11 所示为门式刚架单层工业厂房。

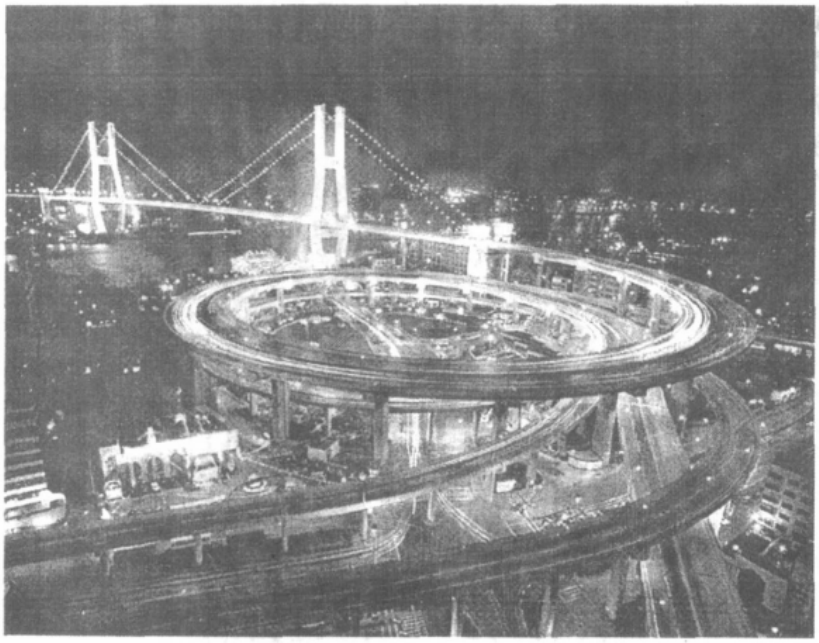


图 1-9　上海杨浦大桥

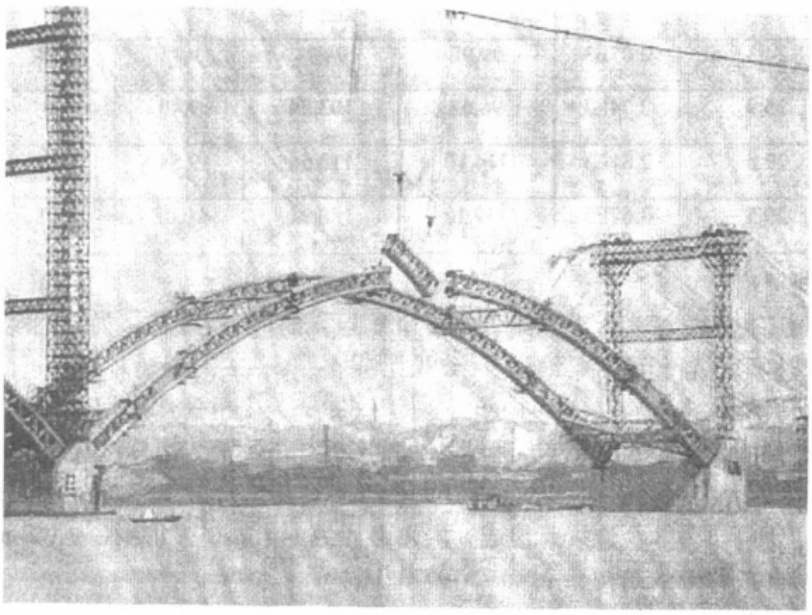


图 1-10　湘江大桥

（10）钢-混凝土组合结构

钢-混凝土结构包括钢-混凝土组合梁和钢管混凝土柱等。

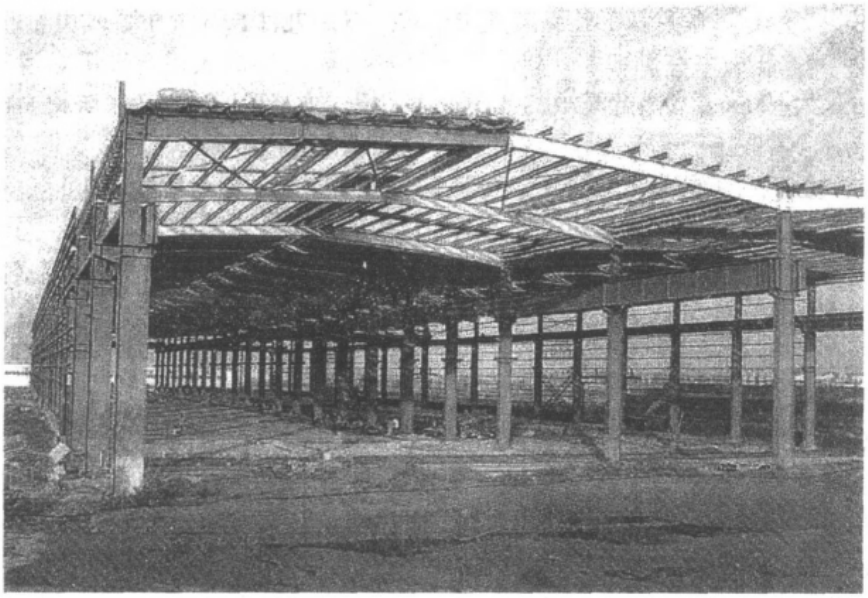


图 1-11 单层工业厂房

二、钢结构的发展

1949 年新中国成立以后，随着经济建设的发展，钢结构得到一定程度的应用。但由于受到钢产量的制约，钢结构仅在重型厂房、大跨度公共建筑、铁路桥梁以及塔桅结构中采用。几个大型钢铁联合企业如鞍山、武汉、包头等钢厂的炼钢、轧钢、连铸车间等都采用钢结构。在公共建筑中以平板网架应用最多，1975 年建成的上海体育馆采用三向网架，跨度已达 110 m。此外，北京工人体育馆采用圆形双层辐射式悬索结构，建成于 1962 年，直径为 94 m。1967 年建成的浙江体育馆采用双曲抛物面正交索网的悬索结构，椭圆平面，长轴 80 m，短轴 60 m。武汉和南京长江大桥都采用了铁路公路两用双层钢桁架桥。在塔桅结构方面，广州、上海等地都建造了高度超过 200 m 的多边形空间钢桁架电视塔。1977 年北京建成的环境气象塔是一高达 325 m 的 5 层纤绳三角形杆身的钢桅杆结构。

1978 年以后，我国实行改革开放政策，经济建设有了突飞猛进的发展，钢结构也有了前所未有的发展，应用的领域有了较大的扩展。高层和超高层房屋、多层房屋、单层轻型房屋、体育场馆、大跨度会展中心、大型客机检修库、自动化高架仓库、城市桥梁和大跨度公路桥梁、粮仓以及海上采油平台等都已采用钢结构。目前已建和在建的高层和超高层钢结构已有 30 余幢，其中地上 88 层、地下 3 层、高 365 m 的上海金茂大厦的建成，标志着我国的超高层钢结构已进入世界前列。在大跨度建筑和单层工业厂房中，网架、网壳等结构的广泛应用，已受到世界各国的瞩目。1994 年建成的天津新体育馆采用圆形平面球形网壳，直径已达 108 m。1996 年建成的嘉兴电厂干煤棚采用矩形平面三心圆柱面网壳，跨度为 103.5 m。1988 年建成的长春体育馆采用错边蚌型网壳结构，平面为 120 m × 160 m。这些网壳结构的建成，使我国长期以来网壳结构跨度未突破 100 m 大关的历史已成过去。在大跨空间结构中，上海体育馆马鞍形环形大悬挑空间钢结构屋盖和上海浦东国际机场航站楼张弦梁屋盖钢结构的建成，更标志着我国的大跨度空间钢结构已进入世界先进行列。在桥梁方面，钢结构的应

用更是举世瞩目。1994 年建成的铁路、公路两用的双层九江长江大桥，其中主联跨长（180 + 216 + 180）m，并用柔性拱加劲。1995 年建成的上海市杨浦大桥，采用双塔双索面斜拉桥，主跨跨长为 620 m。1999 年建成的江阴长江大桥，主跨采用悬索桥，跨长 1 385 m。这些桥梁的建成标志着我国已有能力建造多种形式的现代化的桥梁。

1996 年我国钢产量已是世界第一，年产量超过 1 亿吨。钢材质量及钢材规格也已能满足建筑钢结构的要求。1997 年由建设部颁发的《中国建筑技术政策》（1996—2010 年）中也明确提出了发展钢结构的要求。市场经济的发展与不断成熟更为钢结构的发展创造了条件。因此，我国钢结构正处于迅速发展的前期。

随着 2008 年北京奥运会和 2010 年上海世博会的召开，钢结构在我国必定进入一个更加快速发展的时期，但是还存在一些新的问题亟待解决。

（1）高性能钢材的应用

逐步发展高强度低合金钢材，除 Q235 钢、Q345 钢外，Q390 钢和 Q420 钢在钢结构中的应用尚有待进一步研究，并应不断研制新品种的钢材。

（2）钢结构设计方法的改进

概率极限状态设计方法还有待发展，因为它计算的可靠度还只是构件或某一截面的可靠度，而不是结构体系的可靠度，同时也不适用于疲劳计算的反复荷载或动力荷载作用下的结构。结构的优化设计问题也有待进一步研究。

（3）结构形式的革新

促进结构形式改革的重要因素之一是推广高强钢索的应用，如索膜结构和张拉整体结构的出现。钢-混凝土组合结构的应用也日益推广，但结构的革新仍有待进一步发展。

（4）钢结构的加工制造

钢结构制造工业的机械化水平还需要进一步提高。

习　题

1. 目前我国钢结构设计，_____。

（A）全部采用以概率理论为基础的近似概率极限状态设计方法

（B）采用分项系数表达的极限状态设计方法

（C）除疲劳计算按容许应力幅、应力按弹性状态计算外，其他采用以概率理论为基础的近似概率极限状态设计方法

（D）部分采用弹性方法，部分采用塑性方法

2. 按承载力极限状态设计钢结构时，应考虑_____。

（A）荷载效应的基本组合

（B）荷载效应标准的组合

（C）荷载效应的基本组合，必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合

（D）荷载效应的频遇组合

答案：1.（C）　　2.（C）

第二章　钢结构的材料

第一节　钢结构对材料的要求

钢材的种类繁多，性能差别很大，适用于钢结构的钢材只有碳素钢及合金钢中的少数几种。用作钢结构的钢材必须符合下列要求。

（1）较高的强度

较高的强度是指具有较高的抗拉强度 f_u 和屈服点 f_y。f_y 是衡量结构承载能力的指标，f_y 高可减轻结构自重，节约钢材和降低造价；f_u 是衡量钢材经过较大变形后的抗拉能力，它直接反映钢材内部组织的优劣，同时 f_u 高可以增加结构的安全保障。

（2）足够的变形能力

足够的变形能力是指具有较好的塑性和韧性。塑性好，结构在静载和动载作用下具有足够的应变能力，可减轻结构脆性破坏的倾向，同时可通过较大的塑性变形调整局部应力。韧性好，结构具有较好的抵抗重复荷载作用的能力。

（3）良好的工艺性能

良好的工艺性能包括冷加工、热加工和可焊性能。良好的工艺性能不但易于加工成各种形式的结构，而且不致因加工而对结构的强度、塑性和韧性等造成较大的不利影响。

此外，根据结构的具体工作条件，有时还要求钢材具有适应低温、腐蚀性环境和疲劳荷载作用的能力。

第二节　钢材的破坏形式

钢材有两种性质完全不同的破坏形式，即塑性破坏和脆性破坏。钢结构所用材料虽然具有较高的塑性和韧性，但一般也存在发生塑性破坏的可能，在一定的条件下，也具有脆性破坏的可能。

塑性破坏是由于变形过大，超过了材料或构件可能的应变能力而产生的，而且仅在构件的应力达到了钢材的抗拉强度 f_u 后才发生。破坏前构件产生较大的塑性变形，断裂后的断口呈纤维状，色泽发暗。在塑性破坏前，构件发生较大的塑性变形，且变形持续的时间较长，容易及时被发现而采取补救措施，不致引起严重后果。另外，塑性变形后出现内力重分布，使结构中原先受力不等的部分应力趋于均匀，因而提高了结构的承载能力。

脆性破坏前塑性变形很小，甚至没有塑性变形，计算应力可能小于钢材的屈服点 f_y，断裂从应力集中处开始。冶金和机械加工过程中产生的缺陷，特别是缺口和裂纹，常是断裂的发源地。破坏前没有任何预兆，破坏是突然发生的，断口平直并呈有光泽的晶粒状。由于脆性破坏前没有明显的预兆，无法及时察觉和采取补救措施，而且个别构件的断裂常会引起整

体结构塌毁，后果严重，损失较大。因此，在设计、施工和使用过程中，应特别注意防止钢结构的脆性破坏。

第三节　钢材的主要性能

一、单向均匀拉伸时钢材的性能

钢材标准试件在常温、静载情况下，单向均匀受拉试验时的应力—应变（$\sigma-\varepsilon$）曲线如图 2-1 所示。由此曲线可获得钢材的性能指标。

1. 强度性能

图 2-1 中 $\sigma-\varepsilon$ 曲线的 OP 段为直线，表示钢材具有完全弹性性质，这时应力可由弹性模量 E 定义，即 $\sigma=E\varepsilon$，而 $E=\tan\alpha$，P 点应力 f_p 称为比例极限。

曲线 PE 段仍具有弹性，但呈非线性，即为非线性弹性阶段，这时的模量称为切线模量，$E_t=\mathrm{d}\sigma/\mathrm{d}\varepsilon$。$E$ 点的应力 f_e 称为弹性极限。弹性极限和比例极限相距很近，实际上很难区分。

随着荷载的增加，曲线出现 ES 段，这时表现为非弹性性质，即卸荷曲线成为与 OP 平行的直线（图 2-1 中的虚线），留下永久性的残余变形。此段上限 S 点的应力 f_y 称为屈服点。对于低碳钢，出现明显的屈服台阶 SC 段，即在应力保持不变的情况下，应变继续增加。

进入塑性流动范围时，曲线波动较大，以后逐渐趋于平稳，其最高点和最低点分别称为上屈服点和下屈服点。上屈服点和试验条件（加荷速度、试件形状、试件对中的准确性）有关；下屈服点稳定，设计中以下屈服点为依据。

对于没有缺陷和残余应力影响的试件，比例极限和屈服点比较接近，且屈服点前的应变很小（低碳钢约为 0.15%）。为了简化计算，通常假定屈服点前钢材为完全弹性的，屈服点后则为完全塑性，这样就可把钢材视为理想的弹—塑性体，其应力—应变曲线表现为双直线，如图 2-2 所示。当应力达到屈服点后，将使结构产生很大的在使用上不容许的残余变形（低碳钢 $\varepsilon_s=2.5\%$），表明钢材的承载力达到了最大限度。因此，在设计时应取屈服点为钢材可以达到的最大应力。

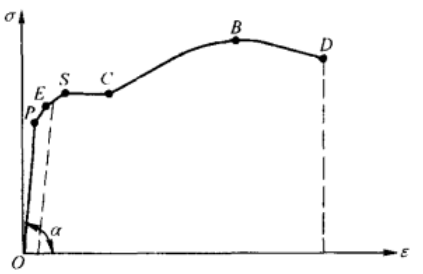


图 2-1　碳素结构钢材的应力—应变曲线

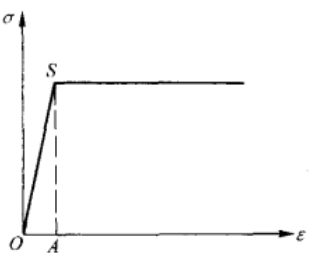


图 2-2　理想弹—塑性体的应力—应变曲线

高强度钢没有明显的屈服点和屈服台阶（图 2-3）。这类钢的屈服条件是根据试验分析结果人为规定的，故称为条件屈服点（或屈服强度）。条件屈服点是以卸荷后试件中残余应变为 0.2%所对应的应力定义的，可用 $f_{0.2}$ 表示。

由于这类钢材不具有明显的塑性平台，设计中不宜利用其塑性。

如图 2-1 所示，超过屈服台阶，材料出现应变硬化，曲线上升，直至曲线最高处的 B 点，这点的应力 f_u 称为抗拉强度或极限强度。当应力达到 B 点时，试件发生颈缩现象，至 D 点而断裂。当以屈服点 f_y 作为强度限值时，抗拉强度 f_u 成为材料的强度储备。

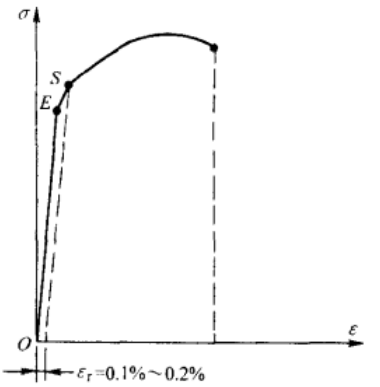


图 2-3　高强度钢的应力—应变曲线

2. 塑性性能

试件被拉断时的绝对变形值与试件原标距之比的百分数，称为伸长率。当试件标距长度与试件直径 d（圆形试件）之比为 10 时，以 δ_{10} 表示；当比值为 5 时，以 δ_5 表示。伸长率代表材料在单向拉伸时的塑性应变的能力。

3. 钢材物理性能指标

钢材在单向受压（粗而短的试件）时，受力性能基本和单向受拉时相同。受剪的情况也相似，但屈服点 f_{vy} 及抗剪强度 f_{vu} 均较受拉时小，剪变模量 G 也低于弹性模量 E。

钢材和钢铸件的弹性模量 E、剪变模量 G、线性膨胀系数 α 和质量密度 ρ 列于表2-1。

表 2-1　钢材和钢铸件的物理性能指标

弹性模量 E（N/mm^2）	剪变模量 G（N/mm^2）	线性膨胀系数 α（以每℃计）	质量密度 ρ（kg/m^3）
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7 850

二、冷弯性能

冷弯性能由冷弯试验来确定（图 2-4）。试验时按照有关规定的弯心直径在试验机上采用冲头加压，使试件弯成 180°，如试件外表面不出现裂纹和分层，即为合格。冷弯试验不仅能直接检验钢材的弯曲变形能力和塑性性能，还能检验钢材内部的冶金缺陷，如硫、磷偏析和硫化物与氧化物的掺杂情况，这些都将降低钢材的冷弯性能。因此，冷弯性能是鉴定钢材在弯曲状态下的塑性应变能力和钢材质量的综合指标。

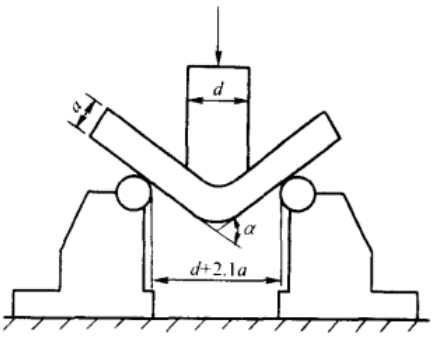


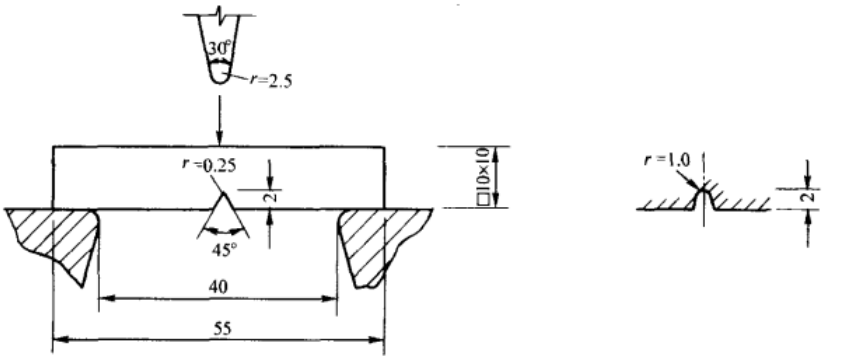
图 2-4　钢材冷弯试验示意图

三、冲击韧性

拉伸试验所表现的钢材性能，如强度和塑性性能，属于静力性能，而韧性试验则可获得钢材的一种动力性能。韧性是钢材抵抗冲击荷载的能力，它用材料断裂时所吸收的总能量（包括弹性和非弹性）来量度，其值为图 2-1 中 $\sigma-\varepsilon$ 曲线与横坐标所包围的总面积，总面积愈大韧性愈高，故韧性是钢材强度和塑性性能的综合指标。通常钢材强度提高，韧性降低，表示钢材趋于脆性。

钢材的冲击韧性数值随试件缺口形式和试验机型号不同而异。现行国家标准《碳素结构钢》规定采用国际上通用的夏比（Charpy）V 形缺口试件（图 2-5（a））在夏比试验机上进行试验，试件折断消耗的功用 C_v 表示，单位为 J。我国过去长期以来皆采用梅氏（Mesnager）试件（图 2-5（b））在梅氏试验机上进行试验，所得结果以单位截面积上所消耗的冲击功 a_k

表示，单位为 J/cm²。由于夏比试件比梅氏试件具有更为尖锐的缺口，更接近构件中可能出现的严重缺陷，近年来用 C_v 表示材料冲击韧性的方法日趋普遍。



(a) 夏比试件试验　　(b) 梅氏试件U形缺口

图 2-5　冲击韧性试验的示意图

由于低温对钢材的脆性破坏有显著影响，在寒冷地区建造的结构不但要求钢材具有常温（20℃）的冲击韧性指标，还要求具有 0℃和负温（－20℃或－40℃）的冲击韧性指标，以保证结构具有足够的抗脆性破坏能力。

四、可焊性

可焊性是指采用一般焊接工艺就可完成合格的（无裂纹的）焊缝的性能。

钢材的可焊性受碳含量和合金元素含量的影响。碳含量在 0.12%～0.20%范围内的碳素钢，可焊性最好。碳含量再高可造成焊缝和热影响区变脆。Q235B 的碳含量就定在这一适宜范围。Q235A 的碳含量略高于 B 级，且不作为交货条件，这一钢号通常不能用于焊接构件。提高钢材强度的合金元素大多也对可焊性有不利影响。衡量低合金钢的可焊性可以用下列公式计算其碳当量

$$C_E = C + \frac{Mn}{6} + \frac{1}{5}(Cr + Mo + V) + \frac{1}{15}(Ni + Cu) \tag{2-1}$$

当 C_E 不超过 0.38%时，钢材的可焊性很好，Q235 和 Q345 钢属于这一类。当 C_E 大于 0.38%但未超过 0.45%时，钢材淬硬倾向逐渐明显，需要采用适当的预热措施并注意控制施焊工艺。预热的目的在于使焊缝和热影响区缓慢冷却，以免因淬硬而开裂。当 C_E 大于 0.45%时，钢材的淬硬倾向明显，需采用较高的预热温度和严格的工艺措施来获得合格的焊缝。《建筑钢结构焊接技术规程》给出常用结构钢材最低施焊温度表。厚度不超过 40 mm 的 Q235 钢和厚度不超过 25 mm 的 Q345 钢，在温度不低于 0℃时一般不需预热。除碳当量外，预热温度还和钢材厚度及构件变形受到约束的程度有直接关系。因此，重要结构施焊时实际采用的焊接方法最好由工艺试验确定。

综上所述，钢材可焊性的优劣实际上是指钢材在采用一定的焊接方法、焊接材料、焊接工艺参数及一定的结构形式等条件下，获得合格焊缝的易难程度。可焊性稍差的钢材，要求更为严格的工艺措施。

第四节　各种因素对钢材主要性能的影响

一、化学成分

钢是由各种化学成分组成的，化学成分及其含量对钢的性能（特别是力学性能）产生重要的影响。铁（Fe）是钢材的基本元素，纯铁质软，在碳素结构钢中约占99%；碳和其他元素仅占1%，但对钢材的力学性能却产生着决定性的影响。其他元素包括硅（Si）、锰（Mn）、硫（S）、磷（P）、氮（N）、氧（O）等。低合金钢中还含有少量（低于5%）合金元素，如铜（Cu）、钒（V）、钛（Ti）、铌（Nb）、铬（Cr）等。

在碳素结构钢中，碳是仅次于纯铁的主要元素，它直接影响钢材的强度、塑性、韧性和可焊性等。碳含量增加，钢的强度提高，而塑性、韧性和疲劳强度下降，同时恶化钢的可焊性和抗腐蚀性。因此，尽管碳是使钢材获得足够强度的主要元素，但在钢结构中采用的碳素结构钢，对含碳量要加以限制，一般不应超过0.22%，在焊接结构中还应低于0.20%。

硫和磷（特别是硫）是钢中的有害成分，它们降低钢材的塑性、韧性、可焊性和疲劳强度。在高温时，硫使钢变脆，称之热脆；在低温时，磷使钢变脆，称之冷脆。一般硫、磷的含量应不超过0.045%。但是，磷可提高钢材的强度和抗锈性，可使用的高磷钢，磷含量可达0.12%，这时应减少钢材中的含碳量，以保持一定的塑性和韧性。

氧和氮都是钢中的有害杂质。氧的作用和硫类似，使钢热脆；氮的作用和磷类似，使钢冷脆。由于氧、氮容易在熔炼过程中逸出，一般不会超过极限含量，故通常不要求做含量分析。

硅和锰是钢中的有益元素，它们都是炼钢的脱氧剂。它们使钢材的强度提高，含量适宜时，对塑性和韧性无显著的不良影响。在碳素结构钢中，硅的含量应不大于0.3%，锰的含量为0.3%～0.8%。对于低合金高强度结构钢，锰的含量可达1.0%～1.6%，硅的含量可达0.55%。

钒和钛是钢中的合金元素，能提高钢的强度和抗腐蚀性能，又不显著降低钢的塑性。

铜在碳素结构钢中属于杂质成分，它可以显著地提高钢的抗腐蚀性能，也可以提高钢的强度，但对可焊性有不利影响。

二、冶金缺陷

钢材常见的冶金缺陷包括偏析、非金属夹杂、气孔、裂纹及分层等。偏析是指钢材中化学成分不一致和不均匀，特别是硫、磷偏析严重造成钢材的性能恶化；非金属夹杂是指钢中含有硫化物与氧化物等杂质；气孔是浇铸钢锭时，由氧化铁与碳作用所生成的一氧化碳气体不能充分逸出而形成的。这些缺陷都将影响钢材的力学性能。浇铸时的非金属夹杂物在轧制后能造成钢材的分层，会严重降低钢材的冷弯性能。

冶金缺陷对钢材性能的影响，不仅表现在结构或构件受力时，也表现在加工制作过程中。

三、钢材硬化

冷拉、冷弯、冲孔、机械剪切等冷加工使钢材产生很大塑性变形，从而提高了钢的屈服点，同时降低了钢的塑性和韧性，这种现象称为冷作硬化（或应变硬化）。

在高温时熔化于铁中的少量碳和氮，随着时间的增长逐渐从纯铁中析出，形成自由碳化物和氮化物，对纯铁体的塑性变形起遏制作用，从而使钢材的强度提高，塑性、韧性下降，这种现象称为时效硬化，俗称老化。时效硬化的过程一般很长，但如在材料塑性变形后加热，可使时效硬化发展特别迅速，这种方法称为人工时效。

此外还有应变时效，是应变硬化（冷作硬化）后又加时效硬化。

一般钢结构中，不利用硬化所提高的强度，有些重要结构要求对钢材进行人工时效后检验其冲击韧性，以保证结构具有足够的抗脆性破坏能力。另外，应将局部硬化部分用刨边或扩钻予以消除。

四、温度影响

钢材性能随温度改变而有所变化（图 2-6），总的趋势是温度升高，钢材强度降低，应变增大；反之，温度降低，钢材强度会略有增加，同时钢材会因塑性和韧性降低而变脆。

温度升高时，在 200℃以内钢材性能没有很大变化，但 430 ~ 540℃之间强度急剧下降，至 600℃时强度很低已不能承受荷载。但在 250℃左右，钢材的强度反而略有提高，同时塑性和韧性均下降，材料有转脆的倾向，钢材表面氧化膜呈现蓝色，称为蓝脆现象，为此钢材应避免在蓝脆温度范围内进行热加工。当温度在 260 ~ 320℃时，在应力持续不变的情况下，钢材以很缓慢的速度继续变形，此种现象称为徐变现象。

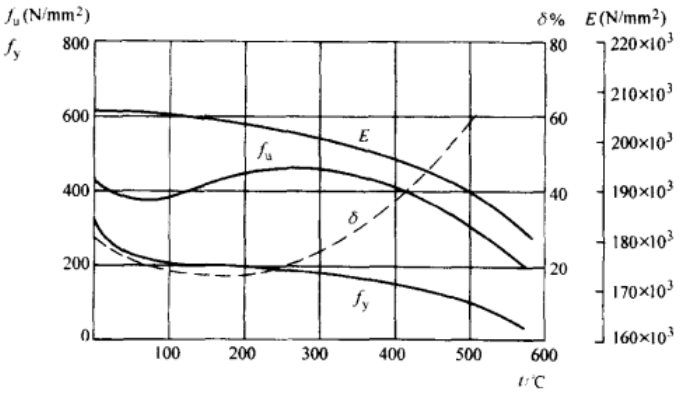


图 2-6　温度对钢材力学性能的影响

当温度从常温开始下降，特别是在负温范围内时，钢材强度虽然提高，但其塑性和韧性降低，材料逐渐变脆，这种性质称为低温冷脆。图 2-7 是钢材冲击韧性与温度的关系曲线。由图可见，随着温度的降低 C_v 值迅速下降，材料将由塑性破坏转变为脆性破坏，同时可见这一转变是在一个温度区间 $T_1 \sim T_2$ 内完成的，此温度区 $T_1 \sim T_2$ 称为钢材的脆性转变温度区，在此区内曲线的反弯点（最陡点）所对应

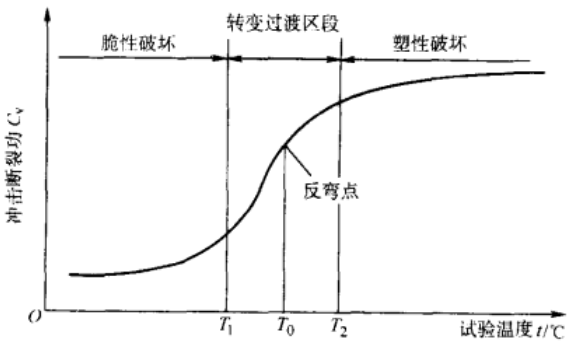


图 2-7　冲击韧性与温度的关系曲线

的温度 T_0 称为转变温度。如果把低于 T_0 完全脆性破坏的最高温度 T_1 作为钢材的脆断设计温度，即可保证钢结构低温工作的安全。每种钢材的脆性转变温度区及脆断设计温度需要由大量破坏或不破坏的使用经验和试验资料统计分析确定。

五、应力集中

钢材的工作性能和力学性能指标都是以轴心受拉杆件中应力沿截面均匀分布的情况作为基础的。实际上钢结构的构件中可能存在孔洞、槽口、凹角、截面突然改变以及钢材内部缺陷等。此时，构件中的应力分布将不再保持均匀，而是在某些区域产生局部高峰应力，在另外一些区域则应力降低，形成所谓应力集中现象（图 2-8）。高峰区的最大应力与净截面的平均应力之比称为应力集中系数。研究表明，在应力高峰区域总是存在着同号的双向或三向应力，这是因为由高峰拉应力引起的截面横向收缩受到附近低应力区的阻碍而引起垂直于内力方向的拉应力 σ_y，在较厚的构件里还产生 σ_z，使材料处于复杂受力状态。由能量强度理论得知，这种同号的平面或立体应力场有使钢材变脆的趋势。应力集中系数愈大，变脆的倾向愈严重。但由于建筑钢材塑性较好，在一定程度上能使应力进行重分配，应力分布严重不均的现象趋于平缓。故受静荷载作用的构件在常温下工作时，在计算中可不考虑应力集中的影响。但在负温环境或动力荷载作用下工作的结构，应力集中的不利影响将十分突出，往往是引起脆性破坏的根源，故在设计中应采取措施避免或减小应力集中，并选用质量优良的钢材。

六、反复荷载作用

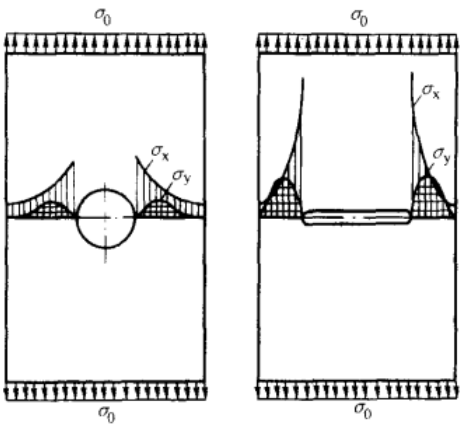


图 2-8　孔洞及槽孔处的应力集中

钢材在反复荷载作用下，结构的抗力和性能都会发生重要变化，甚至发生疲劳破坏。在直接、连续反复的动力荷载作用下，根据试验，钢材的强度将降低，即低于一次静力荷载作用下的拉伸试验的极限强度 f_u，这种现象称为钢材的疲劳。疲劳破坏表现为突然发生的脆性断裂。

但是，实际上疲劳破坏是累积损伤的结果。材料总是有“缺陷”的，在反复荷载作用下，先在其缺陷处发生塑性变形和硬化而生成一些极小的裂痕，此后这种微观裂痕逐渐发展成宏观裂纹，试件截面削弱，而在裂纹根部出现应力集中现象，使材料处于三向拉伸应力状态，塑性变形受到限制，当反复荷载达到一定的循环次数时，材料终于破坏，并表现为突然的脆性断裂。

实践证明，构件的应力水平不高或荷载反复次数不多的钢材一般不会发生疲劳破坏，计算中不必考虑疲劳的影响。但是，长期承受频繁的反复荷载的结构及其连接，在设计中必须考虑结构的疲劳问题。

以上介绍了各种因素对建筑钢材基本性能的影响，研究和分析这些影响的目的是了解建筑钢材在什么条件下可能发生脆性破坏，从而可以采取措施予以防止。钢材的脆性破坏往往是多种因素影响的结果，例如当温度降低、荷载速度增大、使用应力较高时，特别是这些因素同时存在时，材料或构件可能发生脆性断裂，因此必须在设计、制造和使用时多方面共同

努力加以防止。

为了防止钢结构的脆性破坏，应尽力做到合理设计、正确制造和使用。

第五节　复杂应力状态下钢材的屈服条件

在单向拉伸试验中，应力达到屈服点，钢材即进入塑性状态。在复杂应力状态下（图2-9），钢材由弹性状态转入塑性状态的条件是按能量强度理论计算的折算应力 σ_{eq} 与单向应力下的屈服点相等，即

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_x\sigma_z) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)} = f_y \qquad (2\text{-}2)$$

当 $\sigma_{eq} < f_y$ 时，为弹性状态。

由式（2-2）可以看出，如果三向应力同号，且绝对值又接近时，即使三向应力都很大，远远大于屈服点，但由于差值不大，折算应力小，材料就不易进入塑性状态，可能直至材料破坏还未进入塑性状态，因此同号应力状态容易产生脆断。相反，如果存在异号应力，且同号的两个应力又相差较大时，就较容易进入塑性状态，可能最大应力尚未达到 f_y 时，材料就已进入塑性了，说明钢材处于异号应力状态时，容易发生塑性破坏。

如三向应力中一向应力很小或为零时，则属于平面应力状态，此时式（2-2）为

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = f_y \qquad (2\text{-}3)$$

在一般的梁中，只存在正应力 σ 和剪应力 τ，则

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = f_y \qquad (2\text{-}4)$$

当只有剪应力时，$\sigma = 0$，由此得

$$\sigma_{eq} = \sqrt{3} f_{vy} = f_y$$

$$f_{vy} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0.58 f_y \qquad (2\text{-}5)$$

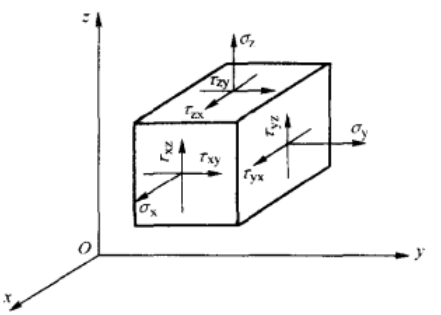


图 2-9　复杂应力状态

因此，《钢结构设计规范》规定钢材抗剪设计强度为抗拉设计强度的 0.58 倍。

第六节　钢材的疲劳

钢材的疲劳断裂是微观裂纹在连续反复荷载作用下不断扩展直至断裂的脆性破坏。

钢材的疲劳强度取决于构造状况（应力集中程度和残余应力）、作用的应力幅 $\Delta\sigma$ 以及反复荷载的循环次数，而和钢材的静力强度无明显关系。截面突然改变处的应力集中，对疲劳很不利。在高峰应力处形成双向或三向同号拉应力场，在反复荷载作用下，首先在应力高峰处出现微观裂纹，然后裂纹逐渐开展形成宏观裂缝。在反复荷载的继续作用下，裂缝不断开展，有效截面面积相应减小，应力集中现象越来越严重，更加促使裂缝的继续开展。同时，由于是双向或三向同号拉应力场，材料的塑性变形受到限制。因此，当反复循环荷载达到一定的循环次数时，裂缝的开展使截面削弱过多，不再能承受外力的作用，产生脆性断裂，这就是钢材的疲劳破坏。如果钢材中存在着残余应力，在反复荷载作用下将加剧疲劳破坏。

观察表明，钢材疲劳破坏后的截面断口，一般具有光滑的和粗糙的两个区域，光滑部分表现出裂缝的扩张和闭合过程是由裂缝逐渐发展引起的，说明疲劳破坏经历一个缓慢的转变过程，而粗糙部分表明钢材最终断裂一瞬间的脆性破坏性质和拉伸试验的断口颇为相似，破坏是突然的，几乎以 2 000 m/s 的速度断裂，因而比较危险。

通常钢结构的疲劳属高周低应变疲劳，即总应变幅小，破坏前荷载循环次数多。《钢结构设计规范》规定，循环次数 $N \geqslant 5 \times 10^4$ 时，应进行疲劳计算。

一、常幅疲劳计算

应力幅 $\Delta\sigma$ 为每次应力循环中最大应力与最小应力之差，即

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \tag{2-6}$$

式中：σ_{max}——每次应力循环中的最大拉应力（取正值）；

σ_{min}——每次应力循环中的最小拉应力（取正值）或压应力（取负值）。

如果应力循环中的应力幅保持常量，称为常幅疲劳。

应力循环特征一般用应力比 ρ 来表示，其含义为绝对值最小与最大应力之比（拉应力取正值，压应力取负值）。图 2-10（a）的 $\rho = -1$，称为完全对称循环；图 2-10（b）的 $\rho = 0$，称为脉冲循环；图 2-10（c）、（d）的 ρ 在 0 与 -1 之间，称为不完全对称循环。

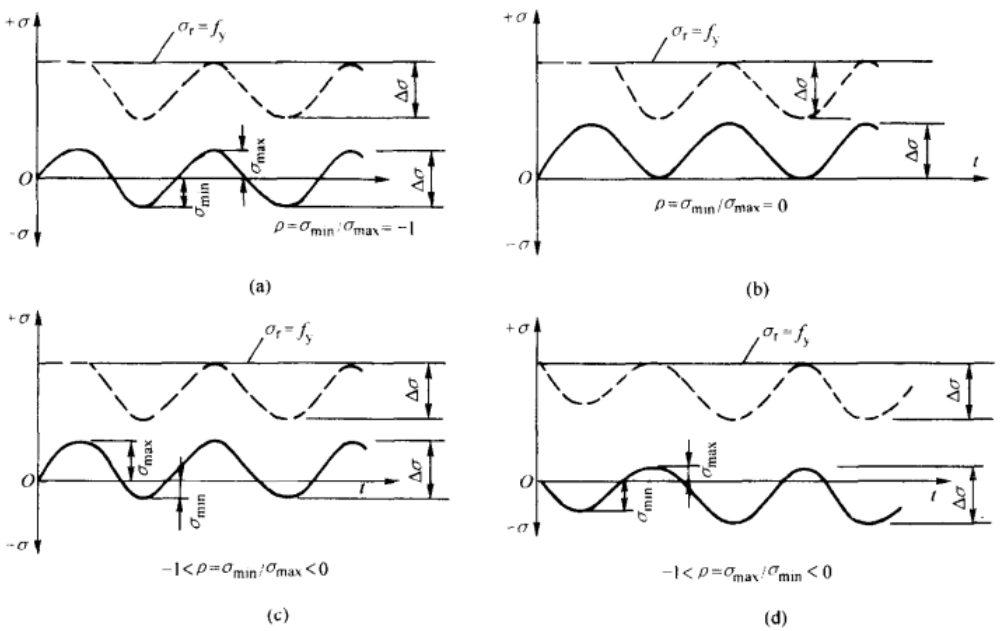


图 2-10　循环应力谱

对焊接结构，由于焊接加热及焊接后的冷却，将在截面上产生垂直于截面的残余应力。在焊缝及其附近主体金属的残余拉应力通常达到钢材的屈服点 f_y，而此部位正是形成和发展疲劳裂纹最为敏感的区域。在反复荷载作用下，循环应力开始处于增大阶段时，焊缝附近的高峰应力将不再增加（只是塑性范围加大），即 $\sigma_{max} = f_y$。之后，循环应力下降到 σ_{min}，再升至 $\sigma_{max} = f_y$，即不论应力比 ρ 值如何，焊缝附近的实际应力循环情况均形成在拉应力范围内

的 $\Delta\sigma = f_y - \sigma_{min}$的循环（图 2-10 中的虚线所示）。所以疲劳强度与名义最大应力和应力比无关，而与应力幅 $\Delta\sigma$ 有关。此观点已为国内外的大量疲劳试验所证实。图 2-10 中的实线为名义应力循环应力谱，虚线为实际应力谱。

根据试验数据可以绘制构件或连接的应力幅 $\Delta\sigma$ 与相应的致损循环次数 n 的关系曲线（图 2-11（a）），该曲线是疲劳验算的基础。致损循环次数又称为疲劳寿命，对应一定的疲劳寿命，例如 2×10^6，在 $\Delta\sigma - n$ 曲线上就存在一个与之相应的应力幅值，在该应力幅值之下循环 2×10^6 次时，构件或连接即破坏。目前国内外都常采用双对数坐标轴的方法使曲线改为直线以便于工作（图 2-11（b））。在双对数坐标图中，疲劳直线方程为

$$\lg n = b_1 - \beta\lg(\Delta\sigma) \tag{2-7}$$

或

$$n(\Delta\sigma)^{\beta} = 10^{b_1} = C_1$$

式中：β ——直线的斜率（绝对值）；

b_1 ——直线在横坐标轴上的截距；

n ——循环次数。

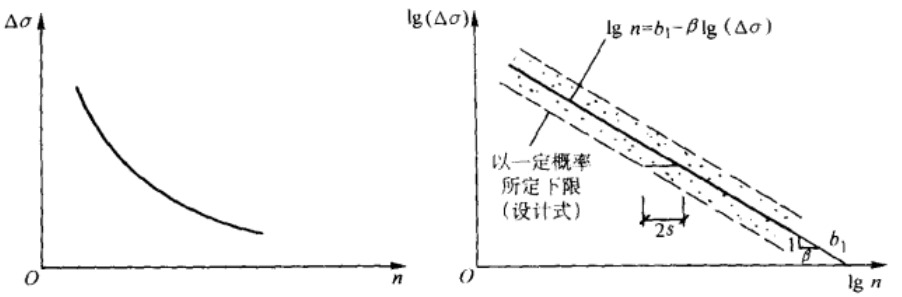


图 2-11　$\Delta\sigma - n$ 曲线

考虑试验数据的离散性，取平均值减去 2 倍 lg n 的标准差 2 s 作为疲劳强度下限值（图 2-11（b）实线下方之虚线），如果 lg（$\Delta\sigma$）为正态分布，那么构件或连接抗力的保证率为 97.7%，下限值的直线方程为

$$\lg n = b_1 - \beta\lg(\Delta\sigma) - 2s = b_2 - \beta\lg(\Delta\sigma) \tag{2-8}$$

或

$$n(\Delta\sigma)^{\beta} = 10^{b_2} = C \tag{2-9}$$

取此 $\Delta\sigma$ 作为容许应力幅

$$[\Delta\sigma] = \left(\frac{C}{n}\right)^{1/\beta} \tag{2-10}$$

对于不同的焊接构件和连接形式，按试验数据回归的直线方程，其斜率不尽相同。为了设计方便，《钢结构设计规范》按连接方式、受力特点和疲劳强度，并适当考虑 $[\Delta\sigma] - n$ 曲线簇的等间距布置归纳分类，将各类结构和连接类别划分为 8 类（图 2-12），它们的 β 和 C 值见表 2-2。构件和连接分类的构造图见附录 6。

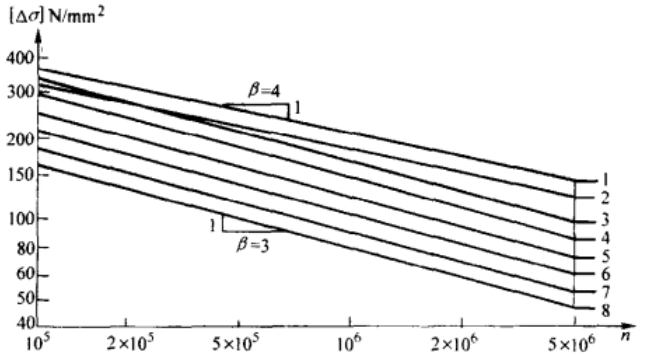


图 2-12　各类结构和连接类别的 $\Delta\sigma - n$ 曲线

表 2-2　参数 C、β 值

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
C	$1\,940\times10^{12}$	861×10^{12}	3.26×10^{12}	2.18×10^{12}	1.47×10^{12}	0.96×10^{12}	0.65×10^{12}	0.41×10^{12}
β	4	4	3	3	3	3	3	3

对焊接结构的常幅疲劳，应按下式计算

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \leqslant [\Delta\sigma] \tag{2-11}$$

对于非焊接部位，由于非焊接部位的残余应力比焊接部位小，一般不存在很高的残余拉应力，故其疲劳寿命 n 除与应力幅有关外，也与其最大应力或应力比有关。所以采用计算应力幅按下式进行验算更符合实际，即

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - 0.7\sigma_{min} \leqslant [\Delta\sigma] \tag{2-12}$$

二、变幅疲劳计算

实际结构大多承受变幅循环应力的作用（图 2-13 中实线），而不是承受常幅循环应力的作用。例如吊车梁，因为吊车不是每次都满载运行，吊车的小车也不总是处于极限位置，所以每次循环的应力幅水平不是都达到最大值，实际为欠载状态的变幅疲劳。如果按 σ_{max} 简化成常幅循环应力（图 2-13 虚线）进行验算则过于保守。

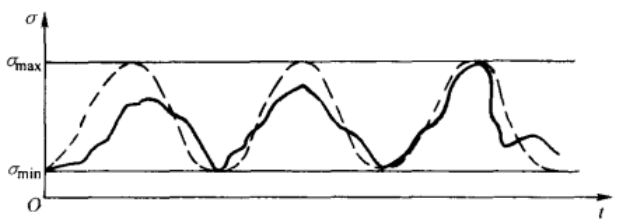


图 2-13　变幅疲劳的应力谱

常幅疲劳的研究结果可推广到变幅疲劳，但需引入累积损伤法则。目前通用的是 Palmgren-Miner 方法，简称 Miner 方法。

从设计应力谱可知，应力幅水平 $\Delta\sigma_1$，$\Delta\sigma_2$，…，$\Delta\sigma_i$，…和对应的循环次数 n_1，n_2，…，n_i，…。再假设 $\Delta\sigma_1$，$\Delta\sigma_2$，…，$\Delta\sigma_i$，…为常幅时，相对应的疲劳寿命是 N_1，N_2，…，

N_i，…。N_i 表示在常幅疲劳中 $\Delta\sigma_i$ 循环作用 N_i 次后，构件或连接即产生破损。那么在应力幅 $\Delta\sigma_1$ 作用下的一次循环所引起的损伤为 $1/N_1$，n_1 次循环为 n_1/N_1。按累积损伤法则，将总的损伤按线性叠加计算，则得发生疲劳破坏的条件为

$$\frac{n_1}{N_1}+\frac{n_2}{N_2}+\cdots+\frac{n_i}{N_i}+\cdots=\sum\frac{n_i}{N_i}=1 \tag{2-13}$$

或写成

$$\sum\frac{n_i}{\sum n_i}\frac{\sum n_i}{N_i}=1 \tag{2-14}$$

若认为变幅疲劳与同类常幅疲劳有相同的曲线，则任一级应力幅水平均有

$$(\Delta\sigma_i)^{\beta}N_i=C \quad 或 \quad N_i=\frac{C}{(\Delta\sigma_i)^{\beta}} \tag{2-15}$$

假设常幅 $\Delta\sigma_e$ 作用 $\sum n_i$ 次使同一结构也产生疲劳破坏，则有

$$(\Delta\sigma_e)^{\beta}\sum n_i=C \quad 或 \quad \sum n_i=\frac{C}{(\Delta\sigma_e)^{\beta}} \tag{2-16}$$

式中：$\Delta\sigma_e$——等效应力幅。

将式(2-15)和式(2-16)的 N_i 和 $\sum n_i$ 值代入式(2-14)，得

$$\Delta\sigma_e=\left[\sum\frac{n_i(\Delta\sigma_i)^{\beta}}{\sum n_i}\right]^{1/\beta} \tag{2-17}$$

令 $\Delta\sigma_e=\alpha_f\Delta\sigma_{max}$，由此

$$\alpha_f=\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_{max}}=\frac{1}{\Delta\sigma_{max}}\left[\sum\frac{n_i(\Delta\sigma_i)^{\beta}}{\sum n_i}\right]^{1/\beta} \tag{2-18}$$

式中：$\Delta\sigma_{max}$——变幅疲劳中的最大应力幅；

α_f——变幅荷载的欠载效应系数。

《钢结构设计规范》给出以 $n=2\times10^6$ 次为基础的 α_f 值。

因此，重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架的疲劳，可作为常幅疲劳按下式计算

$$\alpha_f\Delta\sigma_{max}\leqslant[\Delta\sigma]_{n=2\times10^6} \tag{2-19}$$

式中：$[\Delta\sigma]_{n=2\times10^6}$——循环次数 $n=2\times10^6$ 的容许应力幅，应按式（2-10）计算；

α_f——欠载效应系数（对重级工作制硬钩吊车 $\alpha_f=1.0$；重级工作制软钩吊车 $\alpha_f=0.8$；中级工作制吊车 $\alpha_f=0.5$）。

进行疲劳强度计算时，应注意下列问题：

1）疲劳强度计算采用容许应力幅法，荷载应采用标准值，不考虑荷载分项系数和动力系数，且应力按弹性工作计算；

2）根据应力幅概念，只要应力幅超过容许值就会产生疲劳裂纹，但由于裂纹形成的同时，残余应力自行释放，在完全压应力（不出现拉应力）循环中，裂纹不会继续发展，此种情况可不予验算；

3）根据试验，不同钢种的不同静力强度对焊接部位的疲劳强度无显著影响，只是轧制

钢材（残余应力较小）和经焰切的钢材及经过加工的对接焊缝（残余应力因加工而大为改善），疲劳强度有随钢材强度提高而稍有增加的趋势，但这些连接和主体金属一般不在构件疲劳计算中起控制作用，故可认为，疲劳容许应力幅与钢种无关。

第七节　钢的种类和钢材的规格

一、钢的种类

钢按用途可分为结构钢、工具钢和特殊钢（如不锈钢等）。结构钢又分建筑用钢和机械用钢。按冶炼方法，钢可分为转炉钢和平炉钢。目前的转炉钢主要采用氧气顶吹转炉钢，侧吹（空气）转炉钢所含杂质多，使钢易脆，质量很低，《钢结构设计规范》中已取消这种钢的使用。平炉钢质量好，但冶炼时间长，成本高。氧气转炉钢质量与平炉钢相当而成本较低。按脱氧方法，钢又分为沸腾钢（代号 F）、半镇静钢（代号 b）、镇静钢（代号 Z）和特殊镇静钢（代号 TZ），镇静钢和特殊镇静钢的代号可以省去。镇静钢脱氧充分，沸腾钢脱氧较差，半镇静钢介于镇静钢和沸腾钢之间。一般采用镇静钢，若采用沸腾钢，不但质量差，价格也不低，而且供货困难。按成型方法分类，钢又分为轧制钢（热轧和冷轧）、锻钢和铸钢。按化学成分分类，钢又分为碳素钢和合金钢。

在建筑工程中采用的是碳素结构钢、低合金高强度结构钢、优质碳素结构钢和高强钢索。

（1）碳素结构钢

按质量等级分为 A、B、C、D 四级，A 级钢只保证抗拉强度、屈服点和伸长率，必要时尚可附加保证冷弯试验的要求，化学成分对碳、锰可以不作为交货条件。B、C、D 级钢均保证抗拉强度、屈服点、伸长率、冷弯性和冲击韧性（分别为 +20℃，0℃，－20℃）等力学性能。化学成分保证碳、硫、磷的极限含量。

钢的牌号由代表屈服点的字母 Q、屈服点数值、质量等级符号（A、B、C、D）、脱氧方法符号四部分按顺序组成。

根据钢材厚度（直径）≤16 mm 时的屈服点数值，分为 Q195、Q215、Q235、Q255、Q275。钢结构一般仅用 Q235，冶炼方法一般由供方自行决定，设计者不再另行提出，如需方有殊特要求时可在合同中加以注明。

（2）低合金高强度结构钢

采用与碳素结构钢相同的牌号表示方法，即根据钢材厚度（直径）≤16 mm 时的屈服点数值，分为 Q295、Q345、Q390、Q420 和 Q460。

钢的牌号仍有质量等级符号，分为 A、B、C、D、E 五个等级。E 级主要是要求 －40℃的冲击韧性。低合金高强度结构钢一般为镇静钢，因此钢的牌号中不注明脱氧方法。冶炼方法也由供方自行选择。

（3）优质碳素结构钢

以不进行热处理或热处理（退火、正火或高温回火）状态交货，要求热处理状态交货的应在合同中注明，未注明者，按不进行热处理交货。如用于高强度螺栓的 45 号优质碳素结构钢需经热处理，强度较高，对塑性和韧性又无显著影响。

（4）高强钢丝和钢索

悬索结构和斜张拉结构的钢索、桅杆结构的钢丝绳等通常都采用由高强钢丝组成的平行钢丝束、钢绞线和钢丝绳。高强钢丝是由优质碳素钢经过多次冷拔而成，分为光面钢丝和镀锌钢丝两种类型。钢丝强度的主要指标是抗拉强度，其值在 1 570～1 700 N/mm^2 范围内，而屈服强度通常不作要求。根据国家有关标准，对钢丝的化学成分有严格要求，硫、磷的含量不得超过 0.03%，铜含量不超过 0.2%，同时对铬、镍的含量也有控制要求。高强钢丝的伸长率较小，最低为 4%，但高强钢丝（和钢索）却有一个不同于一般结构钢材的特点——松弛，即在保持长度不变的情况下所承受拉力随时间延长而略有降低。

平行钢丝束由 7 根、19 根、37 根或 61 根钢丝组成。钢丝束内各钢丝受力均匀，弹性模量接近一般受力钢材。

二、钢材的选择

钢材的选择目的是保证结构安全可靠和用材经济合理。选择钢材时应考虑下列因素。

（1）结构或构件的重要性

对重型工业建筑结构、大跨度结构、高层或超高层的民用建筑等重要结构，应选用质量好的钢材。

（2）荷载性质

直接承受动力荷载的结构和强地震区的结构，应选用综合性能好的钢材。

（3）连接方法

钢结构的连接方法有焊接和非焊接两种。由于在焊接过程中，会产生焊接变形、焊接应力以及其他焊接缺陷，可能导致结构产生裂纹或脆性断裂，因此，焊接结构对材质的要求应严格一些。例如，焊接结构必须严格控制碳的极限含量，而非焊接结构对含碳量可降低要求。

（4）结构所处的工作条件

钢材处于低温时容易发生冷脆，因此在低温条件下工作的结构，尤其是焊接结构，应选用具有良好抗低温脆断性能的镇静钢。此外，露天结构的钢材容易产生时效，有害介质作用的钢材容易腐蚀、疲劳和断裂，也应加以区别地选择不同材质。

（5）钢材厚度

薄钢材辊轧次数多，轧制的压缩比大，厚度大的钢材压缩比小，所以厚度大的钢材不但强度较小，而且塑性、冲击韧性和焊接性能也较差。因此，采用厚度大的钢材的焊接结构应采用材质较好的钢材。

综上所述，《钢结构设计规范》规定如下：

1）下列情况的承重结构和构件不应采用 Q235 沸腾钢。

对于焊接结构：

①直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳的结构。

②工作温度低于 -20℃时的直接承受动力荷载或振动荷载，但可不验算疲劳的结构以及承受静力荷载的受弯及受拉的重要承重结构。

③工作温度等于或低于 -30℃的所有承重结构。

对于非焊接结构：工作温度等于或低于 -20℃的直接承受动力荷载且需要验算疲劳的结构。

2）对钢材质量的要求，一般地说，承重结构采用的钢材应具有抗拉强度、屈服点、伸长率和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证（由于Q235A钢的碳含量不作为交货条件，故不允许用于焊接结构）。

焊接承重结构以及重要的非焊接承重结构的钢材应具有冷弯试验的合格保证。

3）对于需要验算疲劳的焊接结构的钢材，应具有常温冲击韧性的合格保证。当结构工作温度不高于0℃但高于－20℃时，Q235钢和Q345钢应具有0℃冲击韧性的合格保证；对Q390和Q420钢应具有－20℃冲击韧性的合格保证；当结构工作不高于－20℃时，对Q235钢和Q345钢应具有－20℃冲击韧性的合格保证；对Q390钢和Q420钢应具有－40℃冲击韧性的合格保证。

对于需要验算疲劳的非焊接结构的钢材亦应具有常温冲击韧性的合格保证。当结构工作温度不高于－20℃时，对Q235钢和Q345钢应具有0℃冲击韧性的合格保证；对Q390钢和Q420钢应具有－20℃冲击韧性的合格保证。

三、钢材的规格

钢结构采用的型材包括热轧成型的钢板和型钢，以及冷弯（或冷压）成型的薄壁型钢。

1. 热轧钢板

热轧钢板分为厚钢板（厚度4.5～60 mm）、薄钢板（厚度0.35～4 mm）以及扁钢（厚度4～60 mm，宽度30～200 mm）。钢板的表示方法为在钢板横断面符号“－”后加“厚×宽×长”（单位mm），如－8×600×1 200。

2. 热轧型钢

热轧型钢包括角钢、工字钢、槽钢和钢管等（图2-14）。

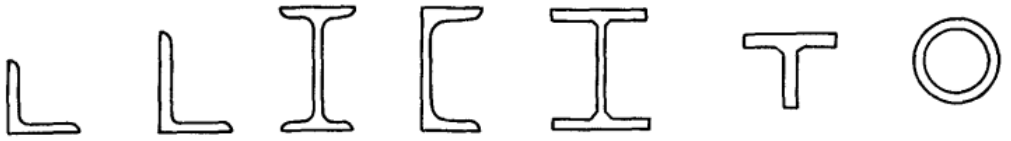
角钢分为等边和不等边两种。不等边角钢的表示方法为在符号“∟”后加“长边宽×短边宽×厚度”，如∟100×80×8；等边角钢则以边宽和厚度表示，如∟100×8，单位均为mm。

工字钢分为普通工字钢和轻型工字钢。普通工字钢和轻型工字钢用号数表示，号数即为其截面高度的厘米数。20号以上的工字钢，同一号数有三种腹板厚度，分别为a、b、c三类，如I30a、I30b、I30c，a类腹板较薄。轻型工字钢的腹板和翼缘均较普通工字钢薄，因而在相同重量下其截面模量和回转半径均较大。

H型钢是目前使用很广泛的热轧型钢，与普通工字钢相比，其翼缘内外两侧平行，便于与其他构件相连。它可分为宽翼缘H型钢（代号HW，翼缘宽度B与截面高度H相等）、中翼缘H型钢（代号HM，B=（1/2～2/3）H）、窄翼缘H型钢（代号HN，B=（1/3～1/2）H）。各种H型钢均可剖分为T形钢供应，代号分别为TW、TM和TN。H型钢和剖分T形钢的规格标记均采用“高度H×宽度B×腹板厚度t_1×翼缘厚度t_2”表示。例如HM340×250×9×14，其剖分T形钢为TM170×250×9×14，单位均为mm。

槽钢分为普通槽钢和轻型槽钢两种，以其截面高度（单位cm）编号，如[30a。号码相同的轻型槽钢，其翼缘和腹板较普通槽钢宽而薄，回转半径较大，重量较轻。

钢管分为无缝钢管和焊接钢管两种，用符号“Φ”后面加“外径×厚度”表示，如Φ400×16，单位为mm。



(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g)

图 2-14 热轧型钢截面

3. 薄壁型钢

薄壁型钢是用薄钢板（一般采用 Q235 或 Q345 钢），经模压或弯曲而制成，其壁厚一般为 1.5～5 mm，在国外薄壁型钢厚度有加大范围的趋势，如美国可用到 1 英寸（25.4 mm）厚。有防锈涂层的彩色压型钢板，所用钢板厚度为 0.4～2 mm，用作轻型屋面及墙面等构件。

习 题

1. 钢材的设计强度是根据_____确定的。

（A）比例极限 （B）弹性极限 （C）屈服点 （D）抗拉强度

2. 钢材的伸长率 δ 是反映材料_____的性能指标。

（A）承载能力 （B）抵抗冲击荷载能力

（C）弹性变形能力 （D）塑性变形能力

3. 四种厚度不等的 16Mn 钢钢板，其中_____钢板设计强度最高。

（A）16 mm （B）20 mm （C）25 mm （D）30 mm

4. 钢结构对动力荷载适应性较强，是由于钢材具有_____。

（A）良好的塑性 （B）高强度和良好的塑性

（C）良好的韧性 （D）质地均匀、各向同性

5. 下列因素中_____与钢构件发生脆性破坏无直接关系。

（A）钢材屈服点的大小 （B）钢材含碳量

（C）负温环境 （D）应力集中

6. 钢材的疲劳破坏属于_____破坏。

（A）弹性 （B）塑性 （C）脆性 （D）低周高应变

7. 对钢材的疲劳强度影响不显著的是_____。

（A）应力幅 （B）应力比 （C）钢种 （D）应力循环次数

8. 吊车梁的受拉下翼缘在下列不同板边的加工情况下，疲劳强度最高的是_____。

（A）两侧边为轧制边

（B）两侧边为火焰切割边

（C）一侧边为轧制边，另一侧边为火焰切割边

（D）一侧边为刨边，另一侧边为火焰切割边

答案：1.（C） 2.（D） 3.（A） 4.（C）

5.（A） 6.（C） 7.（C） 8.（A）

第三章　钢结构的连接

第一节　钢结构的连接方法和特点

钢结构的连接就是把板材或型钢组合成构件，再将构件组合成结构，以保证结构的共同受力。因此，连接的方式及质量直接影响钢结构的工作性能。钢结构的连接必须符合安全可靠、传力明确、构造简单、制造方便和节约钢材的原则。

钢结构的连接方法可分为焊接连接（图 3-1（a））、铆钉连接（图 3-1（b））和螺栓连接（图 3-1（c））三种。

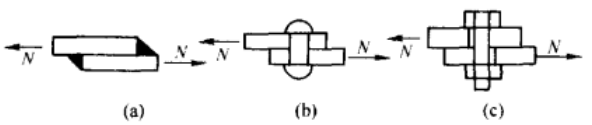


图 3-1　连接的种类

一、焊接连接

焊接连接因其特有的优点而成为现代钢结构最主要的连接方法。焊接连接的优点：①焊件间可以直接相连，构造简单，制作加工方便；②不削弱截面，节省材料；③连接的密闭性好，结构的刚度大；④可实现自动化操作，提高焊接结构的质量。

但焊接连接也具有很多的缺点，包括：①焊缝附近的热影响区内，钢材的金相组织发生改变，导致局部材质变脆；②焊接残余应力和残余变形使受压构件承载力降低；③焊接结构对裂纹很敏感，局部裂纹一旦发生，容易扩展至整个截面，低温冷脆问题也较为突出。

焊接连接通常采用的方法为电弧焊（包括手工电弧焊）、自动（或半自动）埋弧焊和气体保护焊等。

1. 手工电弧焊

手工电弧焊的原理如图 3-2 所示。通电后，在涂有药皮的焊条与焊件之间产生电弧。电弧的温度可高达 3 000℃。在高温作用下，电弧周围的金属变成液态，形成熔池；同时，焊条中的焊丝熔化，滴落入熔池中，与焊件的熔融金属相互结合，冷却后即形成焊缝。焊条药皮在焊接过程中产生气体，保护电弧和熔化金属，并形成熔渣覆盖焊缝，防止空气中的氧、氮等有害气体与熔化金属接触形成易脆的化合物。

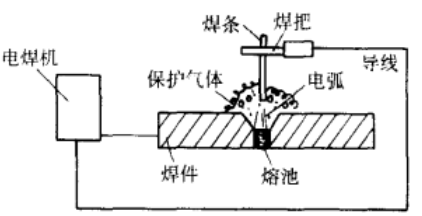


图 3-2　手工焊原理

手工电弧焊的设备简单，操作灵活方便，适于任意空间位置的焊接，特别适于焊接短焊缝。但生产效率低，劳动强度大，焊工的技术水平直接影响焊接的质量。

手工电弧焊所用焊条应与焊件钢材（或称主体金属）相适应，一般是 Q235 钢采用 E43

型焊条（E4300～E4328）；Q345钢采用E50型焊条（E5000～E5048）；Q390钢和Q420钢采用E55型焊条（E5500～E5518）。焊条型号中，字母E表示焊条，前两位数字为熔敷金属的最小抗拉强度（单位kgf/mm^2），第三、四位数字表示适用焊接位置、电流以及药皮类型等。不同钢种的钢材相焊接时，宜采用低组配方案，即宜采用与低强度钢材相适应的焊条。

2. 自动（或半自动）埋弧焊

埋弧焊是电弧在焊剂层下燃烧的一种电弧焊方法，原理如图3-3所示。主要设备是自动电焊机，它可沿轨道按选定的速度移动。通电引弧后，由于电弧的作用，使埋于焊剂下的焊丝和附近的焊剂熔化，焊渣浮在熔化的焊缝金属上面，使熔化金属不与空气接触，并供给焊缝金属以必要的合金元素。随着焊机的自动移动，颗粒状的焊剂不断地由料斗漏下，电弧完全被埋在焊剂之内，同时焊丝也自动地边熔化边下降，故称为自动埋弧焊。半自动和自动的区别仅在于前者沿焊接方向的移动靠手工操作完成。

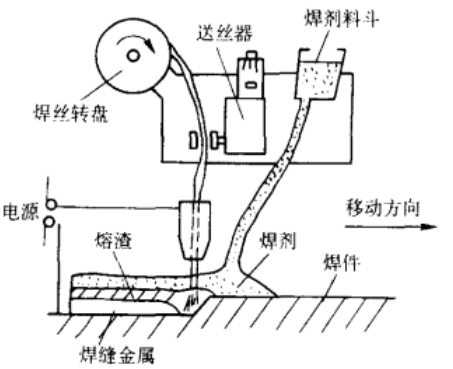


图3-3　自动焊原理

埋弧焊的焊丝不涂药皮，但施焊端为焊剂所覆盖，能对较细的焊丝采用大电流。电弧热量集中，熔深大，适于厚板的焊接，具有很高的生产效率。采用自动或半自动化操作、焊接时工艺条件稳定，焊缝化学成分均匀，故形成的焊缝质量好，焊件变形小。同时，较高的焊速也减小了热影响区的范围。但埋弧焊对焊件边缘的装配精度要求比手工焊高。

埋弧焊所用焊丝和焊剂应与主体金属强度相适应，即要求焊缝与主体金属等强度。

3. 气体保护焊

气体保护焊是利用二氧化碳气体或其他惰性气体作为保护介质的一种电弧熔焊方法。它直接依靠保护气体在电弧周围形成局部的保护层，以防止有害气体的侵入并保证焊接过程的稳定性。

气体保护焊的焊缝熔化区没有熔渣，焊工能够清楚地看到焊缝成型的过程。由于保护气体是喷射的，有助于熔滴的过渡。又由于热量集中，焊接速度快，焊件熔深大，故所形成的焊缝强度比手工电弧焊高，塑性和抗腐蚀性好，适用于全位置的焊接，但不适用于在风较大的地方施焊。

二、铆钉连接

铆钉连接包括制孔和打铆两个主要工序。被连接的板件按设计要求制成钉孔，孔径应比钉杆公称直径大1.0 mm。打铆时先将铆钉加热到900～1 000℃，迅速插入钉孔，用风动铆钉枪或液压铆钉机把钉端打或压成铆钉头。铆合后的钉杆充满钉孔。由于钉杆冷缩，压紧被连接的板件，有利于铆接接头的整体工作。试验结果表明，钉孔质量直接影响连接的强度。铆钉连接的钢结构，其塑性和韧性都比焊接连接的好，传力可靠，连接质量容易检查，而且对主体金属材质质量的要求比焊接结构低。但铆钉连接的钉孔削弱截面，制孔和打铆费钢费工，而且要求技工的技术水平高，且劳动条件差。所以目前在钢结构连接中已被焊接连接和高强度螺栓连接取代。

三、螺栓连接

螺栓连接分普通螺栓连接和高强度螺栓连接两大类。

1. 普通螺栓连接

普通螺栓分为A、B、C三级。A级与B级为精制螺栓，C级为粗制螺栓。

A级和B级螺栓材料的性能等级为5.6级或8.8级，C级螺栓材料性能等级为4.6级或4.8级。螺栓的性能等级“m.n级”，小数点前的数字表示螺栓成品的抗拉强度不小于 $m\times 100\ N/mm^2$，小数点及小数点后的数字表示螺栓材料的屈强比，即屈服点（高强度螺栓取材料条件屈服点）与抗拉强度的比值。

A、B级精制螺栓是由毛坯在车床上经过切削加工精制而成，表面光滑，尺寸准确，对成孔质量要求高。由于具有较高的精度，因而受剪性能好。但制作和安装复杂，价格较高，已很少在钢结构中采用。

C级螺栓由未经加工的圆钢压制而成。由于螺栓表面粗糙，一般采用在单个零件上一次冲成或不用钻模钻成设计孔径的孔（Ⅱ类孔）。螺栓孔的直径 d_0 比螺栓杆的直径 d 大1.5～2.0 mm。采用C级螺栓的连接，由于螺栓杆与孔壁之间有较大的间隙，承受剪力作用时，将会产生较大的剪切滑移，连接的变形大。但采用C级螺栓的连接，安装方便，且能有效地传递拉力，故一般可用于沿螺栓杆轴受拉的连接，以及次要结构的抗剪连接或安装时的临时固定。

2. 高强度螺栓连接

高强度螺栓连接包括摩擦型连接和承压型连接两种类型。

（1）摩擦型连接

摩擦型连接只依靠被连接板件间强大的摩擦阻力来承受外力，以摩擦阻力被克服作为连接承载能力的极限状态。为了提高摩擦阻力，对被连接件的接触面应进行处理。

（2）承压型连接

承压型连接允许被连接板件之间接触面发生相对滑移，以栓杆被剪坏或承压破坏作为连接承载能力的极限状态。

高强度螺栓一般采用45号钢、40B钢和20MnTiB钢加工而成，性能等级包括8.8级和10.9级两种，即经热处理后，螺栓抗拉强度应分别不低于 $800\ N/mm^2$ 和 $1\ 000\ N/mm^2$。

摩擦型连接的螺栓孔径 d_0 比螺栓公称直径 d 大1.5～2.0 mm，承压型连接的螺栓孔径 d_0 比螺栓公称直径 d 大1.0～1.5 mm。

承压型连接的承载力比摩擦型连接高，可节约螺栓，但剪切变形大，故不能用于承受动力荷载的结构中。摩擦型连接的剪切变形小，弹性性能好，施工较简单，可拆卸，耐疲劳，特别适用于承受动力荷载的结构。

第二节　焊缝和焊接连接的形式

一、焊缝的形式

焊缝主要包括角焊缝、对接焊缝两种形式。

1. 角焊缝

采用角焊缝连接的板件不必坡口，焊缝金属直接填充在由被连接板件形成的直角或斜角区域内，如图3-4所示。



图3-4　角焊缝基本形式

角焊缝按其截面形式可分为直角角焊缝（图3-5）和斜角角

焊缝（图 3-6）。两焊脚边的夹角为 90°的焊缝称为直角角焊缝。直角角焊缝的截面为表面微凸的等腰直角三角形（图 3-5（a））。直角边边长 h_f 称为角焊缝的焊脚尺寸，$h_e \approx 0.7h_f$ 称为直角角焊缝的计算厚度。在直接承受动力荷载的结构中，角焊缝表面应做成直线形（图 3-5（b））或凹形（图 3-5（c）），对正面角焊缝焊脚尺寸比例宜为1:1.5（长边顺内力方向），对侧面角焊缝可为 1:1。斜角角焊缝常用于钢漏斗和钢管结构中。对于夹角大于 135°或小于 60°的斜角角焊缝，不宜用作受力焊缝（钢管结构除外）。

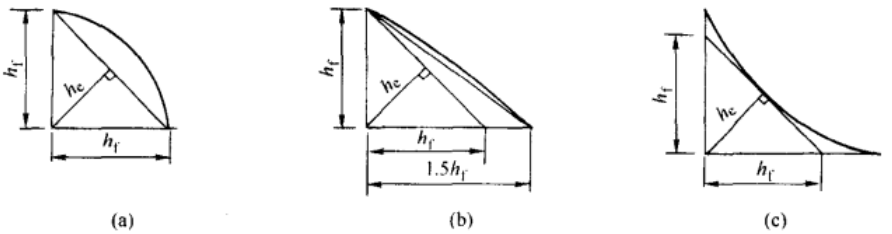


图 3-5　直角角焊缝截面

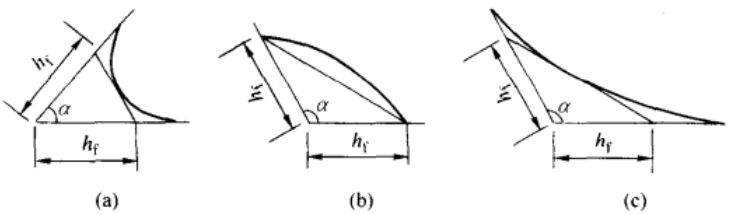


图 3-6　斜角角焊缝截面

2. 对接焊缝

对接焊缝的焊件边缘常需加工坡口，故又称为坡口焊缝，如图 3-7 所示。焊缝金属填充在坡口内，所以对接焊缝是被连接板件的组成部分。

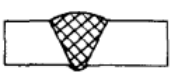


图 3-7　对接焊缝基本形式

坡口形式与焊件厚度有关。当焊件厚度很小（$t \leqslant 10$ mm）时，可用直边缝（图 3-8（a））。对于一般厚度（$t = 10 \sim 20$ mm）的焊件可采用具有斜坡口的单边 V 形或 V 形焊缝

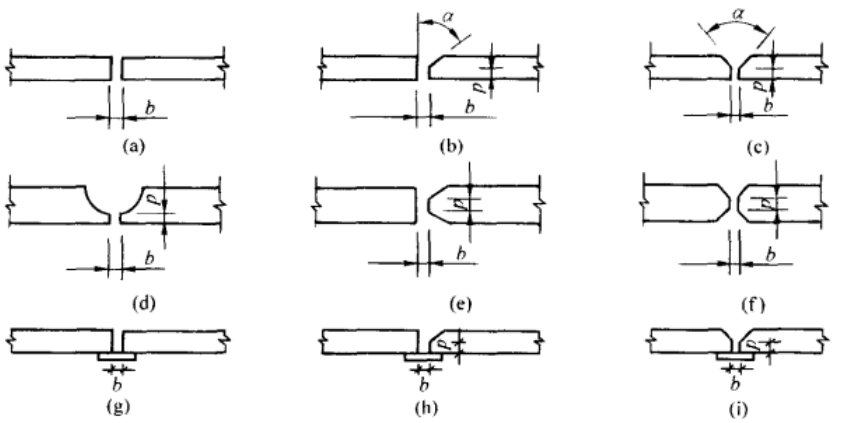


图 3-8　对接焊缝的坡口形式

(图 3-8（b)、(c))。斜坡口和离缝 b 共同组成一个焊条能够运转的施焊空间，使焊缝易于焊透，钝边 p 具有托住熔化金属的作用。对于较厚的焊件（$t > 20$ mm)，则采用 U 形、K 形和 X 形坡口（图 3-8（d)、(e)、(f))。对于 V 形和 U 形焊缝需对焊缝根部进行补焊。对于没有条件清根和补焊者，要预先设置垫板（图 3-8（g)、(h)、(i))，以保证焊透。

对接焊缝坡口形式的选用，应根据板厚和施工条件按现行标准《建筑钢结构焊接规程》的要求进行。

T 形、十字形或角接接头的对接焊缝称之为对接与角接组合焊缝。

二、焊接连接的形式

1. 焊接连接的形式

焊接连接的形式按被连接板件的相互位置可分为对接、搭接、T 形连接和角部连接四种形式（图 3-9)。连接所采用的焊缝形式为对接焊缝和角焊缝。

对接连接主要用于厚度相同或相近的两板件的连接。图 3-9（a）所示为采用对接焊缝的对接连接，由于相互连接的两板件在同一平面内，因而传力均匀平缓，没有明显的应力集中，且用料经济，但是焊件边缘需要加工。

图 3-9（b）所示为采用双层盖板和角焊缝的对接连接，这种连接传力不均匀、费料，但施工简便，所连接两板件的间隙大小无须严格控制。图 3-9（c）所示为采用角焊缝的搭接连接，特别适用于不同厚度板件的连接。搭接连接传力不均匀，材料较费，但构造简单，施工方便，目前被广泛应用。

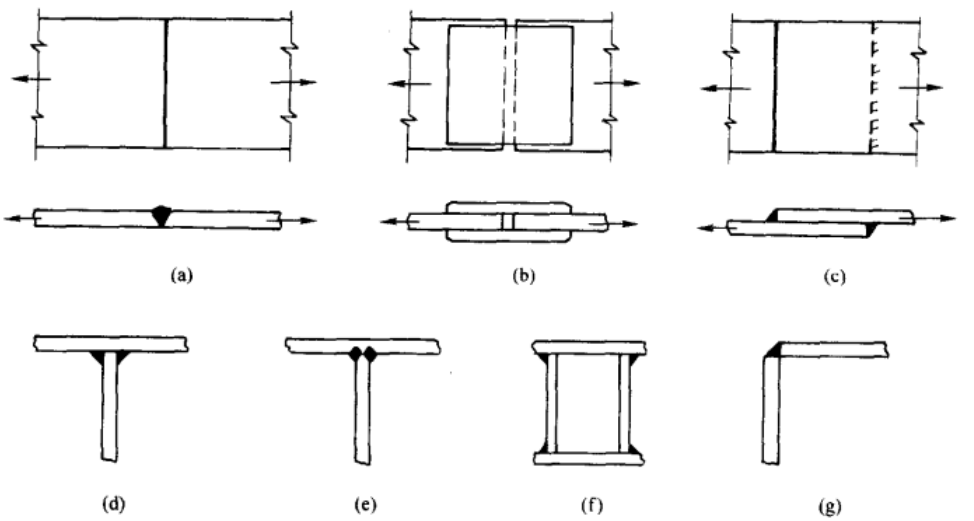


图 3-9　焊接连接的形式

T 形连接省工省料，常用于制作组合截面。当采用角焊缝连接时（图 3-9（d))，焊件间存在缝隙，截面突变，应力集中现象严重，疲劳强度较低，可用于不直接承受动力荷载结构的连接中。对于直接承受动力荷载的结构，如重级工作制吊车梁，其上翼缘与腹板的连接，应采用如图 3-9（e）所示的 K 形对接与角接组合焊缝进行连接。

角部连接（图 3-9（f)、(g)）主要用于制作箱形截面构件。

2. 焊缝的施焊位置

按施焊位置分为平焊，又称俯焊（图 3-10（a））、横焊（图 3-10（b））、立焊（图 3-10（c））及仰焊（图 3-10（d））。平焊施焊方便。立焊和横焊要求焊工的操作水平比平焊高。仰焊的操作条件最差，焊缝质量不易保证，因此应尽量避免采用仰焊。

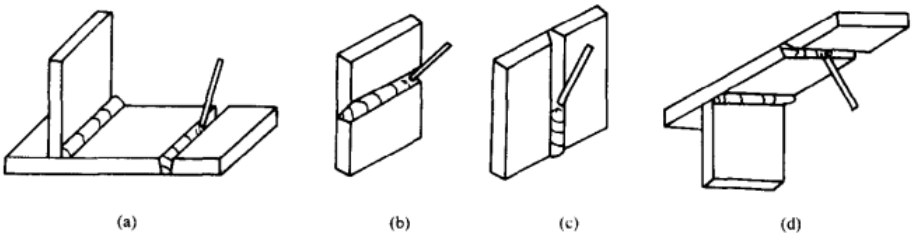


图 3-10　焊缝的施焊位置

第三节　焊缝缺陷和质量检验

一、焊缝缺陷

焊缝缺陷指焊接过程中产生于焊缝金属或附近热影响区钢材表面或内部的缺陷。常见的缺陷包括裂纹（图 3-11（a））、焊瘤（图 3-11（b））、烧穿（图 3-11（c））、弧坑（图 3-11（d））、气孔（图 3-11（e））、夹渣（图 3-11（f））、咬边（图 3-11（g））、未熔合（图 3-11（h））、未焊透（图 3-11（i））等，以及焊缝尺寸不符合要求、焊缝成型不良等。裂纹是焊缝连接中最危险的缺陷，产生裂纹的原因很多，如钢材的化学成分不当、焊接工艺条件（如电流、电压、焊速、施焊次序等）选择不合适和焊件表面油污未清除干净等。

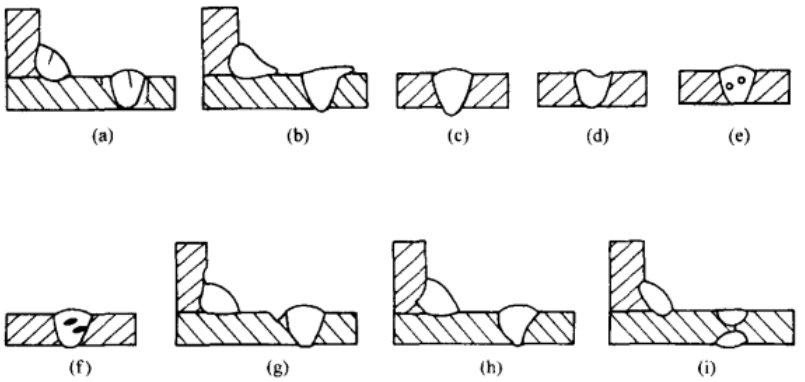


图 3-11　焊缝缺陷

二、焊缝质量检验

焊缝缺陷的存在将削弱焊缝的受力面积，在缺陷处引起应力集中，故对连接的强度、冲击韧性及冷弯性能等均造成不利影响。因此，焊缝质量检验极为重要。

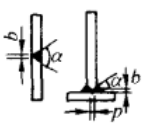
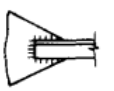
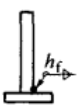
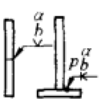
焊缝质量检验一般分为外观检查及内部无损检验，前者检查外观缺陷和几何尺寸，后者检验内部缺陷。内部无损检验目前广泛采用超声波检验，该检验方法使用灵活、经济，对内部缺陷反应灵敏，但不易识别缺陷性质。有时还采用磁粉检验、荧光检验等较简单的方法作为辅助检验。此外还可采用 X 射线或 γ 射线透照或拍片，X 射线应用较广。

《钢结构工程施工质量验收规范》规定焊缝按其检验方法和质量要求分为一级、二级和三级。三级焊缝只要求对全部焊缝做外观检查且符合三级质量标准；一级、二级焊缝除外观检查外，还要求一定数量的超声波检验并符合相应级别的质量标准。

三、焊缝代号图例

《焊缝符号表示法》规定：焊缝符号由指引线和表示焊缝截面形状的基本符号组成，必要时可加补充符号和焊缝尺寸符号。指引线由横线和带箭头的斜线组成。箭头指到图形上的相应焊缝处，横线的上面和下面用来标注基本符号和焊缝尺寸。当引出线的箭头指向焊缝所在的一面时，应将基本符号和焊缝尺寸等标注在水平横线的上面；当箭头指向对应焊缝所在的另一面时，则应将基本符号和焊缝尺寸标注在水平横线的下面。基本符号表示焊缝的基本形式，如用∟表示角焊缝，用 V 表示 V 形坡口的对接焊缝。补充符号表示焊缝的辅助要求，如用⊢表示现场安装焊缝等。表 3-1 列出了一些常用焊缝代号，可供设计时参考。

表 3-1　焊缝代号

	角焊缝				对接焊缝	塞焊缝	三面围焊
	单面焊缝	双面焊缝	安装焊缝	相同焊缝			
形式							
标注方法							

第四节　角焊缝的构造要求和计算

角焊缝按其与作用力的关系可分为正面角焊缝、侧面角焊缝和斜焊缝。正面角焊缝的焊缝长度方向与作用力垂直（图 3-12（a））；侧面角焊缝的焊缝长度方向与作用力平行（图 3-12（b））；斜焊缝的焊缝长度方向与作用力倾斜。图3-12（c）为由正面角焊缝、侧面角焊缝和斜焊缝组成的混合焊缝，通常称为围焊缝。

侧面角焊缝主要承受剪力，塑性较好，弹性模量低，强度也较低。传力线通过侧面角焊缝时产生弯折，因而应力沿焊缝长度方向的分布不均匀，呈两端大而中间小的状态

(图 3-13)。焊缝越长，应力分布不均匀性越显著，但临界塑性工作阶段时，产生应力重分布，可使应力分布的不均匀现象渐趋缓和。

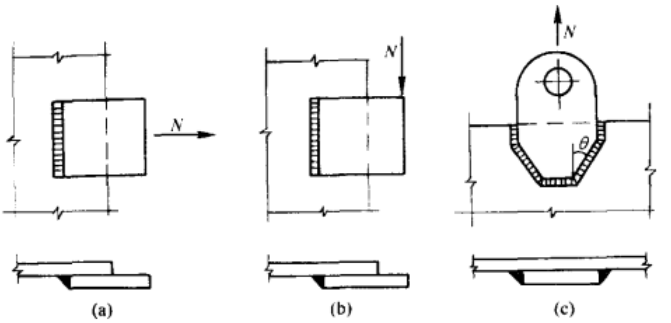


图 3-12　角焊缝的种类

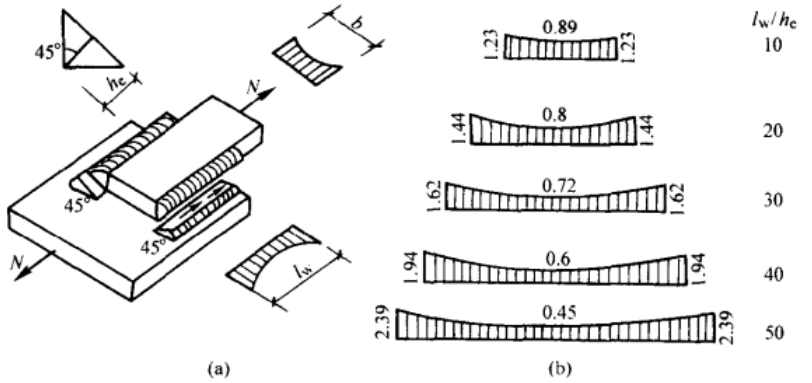


图 3-13　侧面角焊缝应力分布

正面角焊缝（图 3-14（a））受力复杂，截面中的各面均存在正应力和剪应力，焊根处存在很严重的应力集中（图 3-14（b））。这一方面是由于力线弯折，另一方面在焊根处正好是两焊件接触面的端部，相当于裂缝的尖端。正面角焊缝的破坏强度高于侧面角焊缝，但塑性变形能力差。斜焊缝的受力性能和强度值介于正面角焊缝和侧面角焊缝之间。

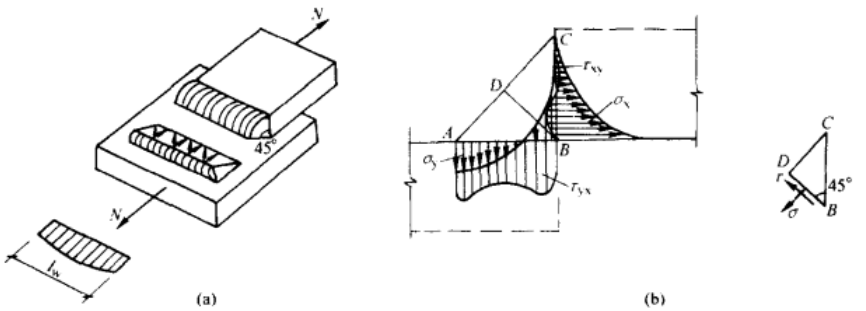


图 3-14　正面角焊缝应力分布

一、角焊缝的构造要求

1. 最小焊脚尺寸

角焊缝的焊脚尺寸不能过小，否则焊接时产生的热量较小，而焊件厚度较大，致使施焊时冷却速度过快，产生淬硬组织，导致母材开裂。《钢结构设计规范》规定

$$h_f \geqslant 1.5\sqrt{t_2} \tag{3-1}$$

式中：t_2 ——较厚焊件厚度（mm）。

焊脚尺寸取整数。

自动焊熔深较大，所取最小焊脚尺寸可减少 1 mm；T 形连接的单面角焊缝，应增加 1 mm；当焊件厚度小于或等于 4 mm 时，则取与焊件厚度相同。

2. 最大焊脚尺寸

为了避免焊缝收缩时产生较大的焊接残余应力和残余变形，且热影响区扩大，容易产生热脆，较薄焊件容易烧穿，《钢结构设计规范》规定，除钢管结构外，角焊缝的焊脚尺寸（图 3-15（a））应满足

$$h_f \leqslant 1.2t_1 \tag{3-2}$$

式中：t_1 ——较薄焊件的厚度（mm）。

对板件边缘的角焊缝（图 3-15（b）），当板件厚度 $t > 6$ mm 时，根据焊工的施焊经验，不易焊满全厚度，故取 $h_f \leqslant t - (1 \sim 2)$ mm；当 $t \leqslant 6$ mm 时，通常采用小焊条施焊，易于焊满全厚度，则取 $h_f \leqslant t$。

角焊缝的两焊脚尺寸一般相等，当焊件的厚度相差较大且焊脚尺寸不能满足最大、最小焊脚尺寸时，可采用不等焊脚尺寸（图 3-15（c））。

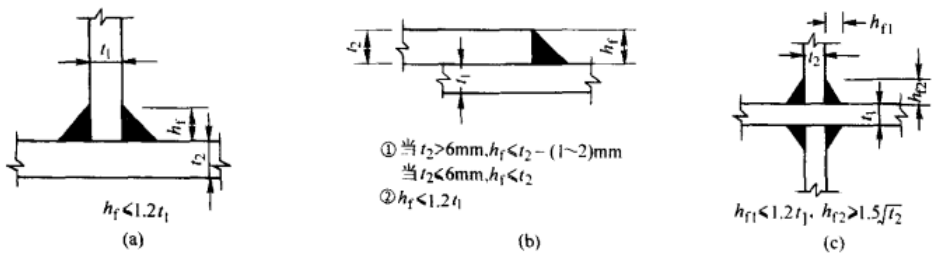


图 3-15　最大焊脚尺寸

3. 角焊缝的最小计算长度

角焊缝的焊脚尺寸大而长度较小时，焊件的局部加热严重，焊缝起灭弧所引起的缺陷相距太近，加之焊缝中可能产生的其他缺陷（气孔、非金属夹杂等）使焊缝不够可靠。对搭接连接的侧面角焊缝而言，如果焊缝长度过小，由于力线弯折大，也会造成严重的应力集中。因此，为了使焊缝能够具有一定的承载能力，根据使用经验，侧面角焊缝或正面角焊缝的计算长度不得小于 $8h_f$ 和 40 mm。

4. 侧面角焊缝的最大计算长度

侧面角焊缝在弹性阶段沿长度方向受力不均匀，两端大而中间小。焊缝越长，应力集中越明显。在静力荷载作用下，如果焊缝长度适宜，当焊缝两端点处的应力达到屈服强度后，

继续加载，应力会渐趋均匀。但是，如果焊缝长度超过某一限值时，有可能首先在焊缝的两端破坏，故一般规定侧面角焊缝的计算长度 $l_w \leqslant 60h_f$。当实际长度大于上述限值时，其超过部分在计算中不予考虑。若内力沿侧面角焊缝全长分布，例如焊接梁翼缘板与腹板的连接焊缝，计算长度可不受上述限制。

5. 搭接连接的构造要求

当板件端部仅有两条侧面角焊缝连接时（图 3-16），试验结果表明，连接的承载力与 B/l_w 有关。B 为两侧焊缝的距离，l_w 为侧焊缝的计算长度。当 $B/l_w > 1$ 时，连接的承载力随着 B/l_w 的增大而明显下降。这主要是由于应力传递的过分弯折使构件中应力不均匀分布的影响。为使连接强度不致过分降低，应使每条侧焊缝的计算长度不宜小于两侧焊缝之间的距离，即 $B/l_w \leqslant 1$。两侧面角焊缝之间的距离 B 也不宜大于 $16t$（$t > 12$ mm）或 190 mm（$t \leqslant 12$ mm），t 为较薄焊件的厚度，以免因焊缝横向收缩，引起板件向外发生较大拱曲。

在搭接连接中，当仅采用正面角焊缝（图 3-17）时，其搭接长度不得小于焊件较小厚度的 5 倍，也不得小于 25 mm。

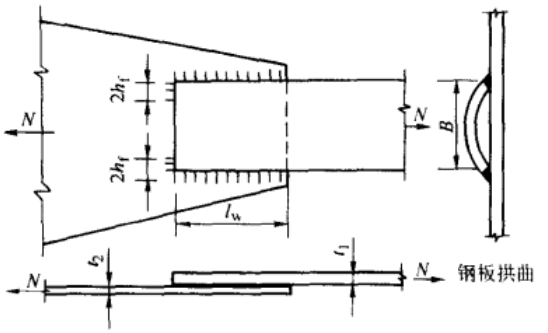


图 3-16　焊缝长度及两侧焊缝间距

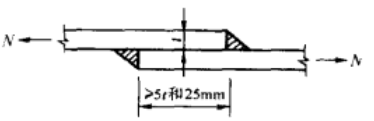


图 3-17　搭接连接

6. 断续角焊缝的构造要求

焊缝沿长度方向的布置分为连续角焊缝和断续角焊缝两种（图 3-18）。连续角焊缝的受力性能较好，为主要的角焊缝形式。断续角焊缝的起灭弧处容易引起应力集中，重要结构应避免采用，只能用于一些次要构件的连接或受力很小的连接中。断续角焊缝焊段的长度不得小于 $10\ h_f$ 和 50 mm。断续角焊缝的间断距离 l 不宜过长，以免连接不紧密，潮气侵入引起构件锈蚀。一般在受压构件中应满足 $l \leqslant 15t$，在受拉构件中 $l \leqslant 30t$，t 为较薄焊件的厚度。



图 3-18　连续角焊缝和断续角焊缝

7. 减小角焊缝应力集中的措施

杆件端部搭接采用三面围焊时，在转角处截面突变，会产生应力集中，如在此处起灭弧，可能出现弧坑或咬肉等缺陷，从而加大应力集中的影响。故所有围焊的转角处必须连续施焊。对于非围焊情况，当角焊缝的端部在构件转角处时，可连续地实施长度为 $2h_f$ 的绕角焊（图 3-16）。

二、直角角焊缝的计算

1. 直角角焊缝强度计算的基本公式

试验表明，直角角焊缝的破坏通常发生在45°方向的最小截面，此截面称为直角角焊缝的有效截面或计算截面。作用于焊缝有效截面上的应力如图3-19所示，包括垂直于焊缝有效截面的正应力 $\sigma_\perp$、垂直于焊缝长度方向的剪应力 $\tau_\perp$ 以及沿焊缝长度方向的剪应力 $\tau_{/\!/}$。

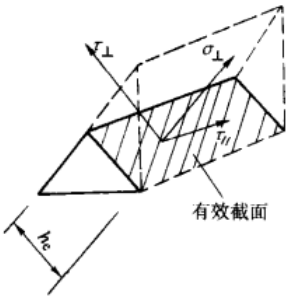


图3-19　直角角焊缝有效截面上的应力

根据试验结果，国际标准化组织（ISO）推荐用下式确定角焊缝的极限强度

$$\sqrt{\sigma_\perp^2 + 1.8\ (\tau_\perp^2 + \tau_{/\!/}^2)} = f_u^w \tag{3-3}$$

式中：f_u^w ——焊缝金属的抗拉强度。

上式是根据ST37（相当于Q235钢）提出的，对于其他钢种，式（3-3）左边的系数不是1.8，而是在1.7～3.0之间变化。为使式（3-3）能够适用于较多的钢种，同是也为了与母材的能量强度理论的折算应力公式一致，欧洲钢结构协会（ECCS）将式（3-3）的1.8改为3，即

$$\sqrt{\sigma_\perp^2 + 3\ (\tau_\perp^2 + \tau_{/\!/}^2)} = f_u^w \tag{3-4}$$

应用式（3-4）进行设计时，需要计算有效截面上的应力分量，较为复杂。不少国家均在此基础上进行简化，以作为规范的计算公式。

《钢结构设计规范》在简化计算时，假定焊缝在有效截面处破坏，各应力分量满足折算应力公式（3-4）。由于《钢结构设计规范》规定的角焊缝强度设计值 f_f^w 是根据抗剪条件确定的，而 $\sqrt{3}f_f^w$ 相当于角焊缝的抗拉强度设计值，则式（3-4）变为

$$\sqrt{\sigma_\perp^2 + 3\ (\tau_\perp^2 + \tau_{/\!/}^2)} = \sqrt{3}f_f^w \tag{3-5}$$

以图3-20所示的受斜向轴心力 F 作用的直角角焊缝为例，推导角焊缝强度计算的基本公式。

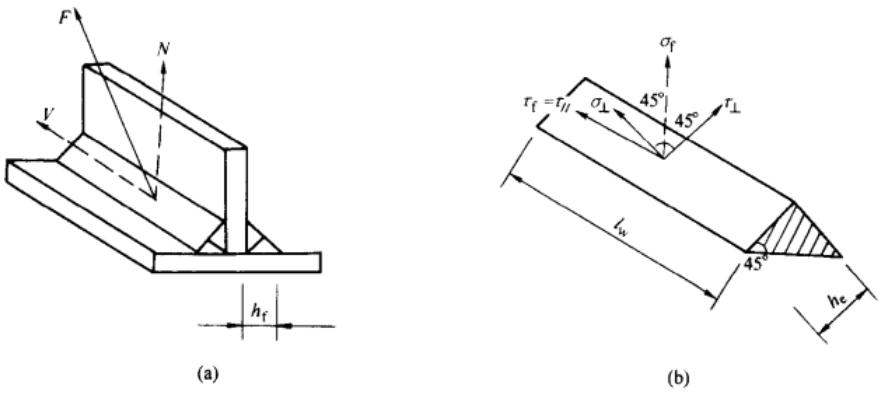


图3-20　直角角焊缝的计算

轴心力 F 分解为互相垂直的分力 N 和 V，N 在焊缝有效截面上引起垂直于焊缝一个直角边的应力 σ_f，该应力对有效截面既不是正应力，也不是剪应力，而是 $\sigma_\perp$ 和 $\tau_\perp$ 的合力。

$$\sigma_f = \frac{N}{h_e l_w} \tag{3-6}$$

式中：N ——垂直于焊缝长度方向的分力；

h_e ——直角角焊缝的计算厚度，$h_e = 0.7h_f$；

l_w ——焊缝的计算长度，考虑起灭弧缺陷，取各条焊缝的实际长度每端减去 h_f。

由图 3-20（b），直角角焊缝

$$\sigma_\perp = \tau_\perp = \frac{\sigma_f}{\sqrt{2}}$$

沿焊缝长度方向的分力 V 在焊缝有效截面上引起平行于焊缝长度方向的剪应力

$$\tau_f = \tau_{/\!/} = \frac{V}{h_e l_w} \tag{3-7}$$

所以直角角焊缝在各种应力共同作用下的计算式为

$$\sqrt{4\left(\frac{\sigma_f}{\sqrt{2}}\right)^2 + 3\tau_f^2} \leqslant \sqrt{3} f_f^w$$

令 $\beta_f = \sqrt{\frac{3}{2}}$，则

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leqslant f_f^w \tag{3-8}$$

式中 β_f ——正面角焊缝的强度增大系数。

对正面角焊缝，$\tau_f = 0$，得

$$\sigma_f = \frac{N}{h_e l_w} \leqslant \beta_f f_f^w \tag{3-9}$$

对侧面角焊缝，$\sigma_f = 0$，得

$$\tau_f = \frac{V}{h_e l_w} \leqslant f_f^w \tag{3-10}$$

式（3-8）~式（3-10）即为角焊缝强度计算的基本公式。只要将焊缝应力分解为垂直于焊缝长度方向的应力 σ_f 和平行于焊缝长度方向的应力 τ_f，上述基本公式就可适用于任何受力状态。

由于正面角焊缝的刚度大、韧性差，故对于直接承受动力荷载结构中的角焊缝，将其强度降低使用，取 $\beta_f = 1.0$，则

$$\sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leqslant f_f^w \tag{3-11}$$

角焊缝的强度与熔深有关。埋弧自动焊熔深较大，若在确定焊缝有效厚度时考虑熔深对焊缝强度的影响，可带来较大的经济效益。

2. 轴心力作用的角焊缝连接计算

（1）采用盖板的角焊缝连接计算

当轴心力通过连接焊缝中心时，可认为焊缝应力是均匀分布的。

图 3-21 的连接中，当只有侧面角焊缝时，按式（3-10）计算，当只有正面角焊缝时，按式（3-9）计算。

当采用三面围焊时，先按式（3-9）计算正面角焊缝所承担的内力

$$N_1 = \beta_f f_f^w \sum h_e l_{w1}$$

式中：$\sum h_e l_{w1}$——连接一侧正面角焊缝有效面积的总和。

再由式（3-10）计算侧面角焊缝的强度

$$\tau_f = \frac{N - N_1}{\sum h_e l_w} \leqslant f_f^w$$

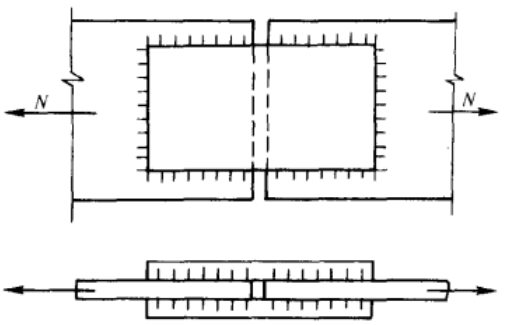


图 3-21　受轴心力的盖板连接

式中：$\sum h_e l_w$——连接一侧侧面角焊缝有效面积的总和。

（2）承受斜向轴心力的角焊缝连接计算

图 3-22 所示承受斜向轴心力的角焊缝连接，有两种计算方法。

①分力法

将力 F 分解为垂直和平行于焊缝长度方向的分力 $N = F\sin\theta$，$V = F\cos\theta$，则

$$\left.\begin{aligned} \sigma_f &= \frac{F\sin\theta}{\sum h_e l_w} \\ \tau_f &= \frac{F\cos\theta}{\sum h_e l_w} \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}12)$$

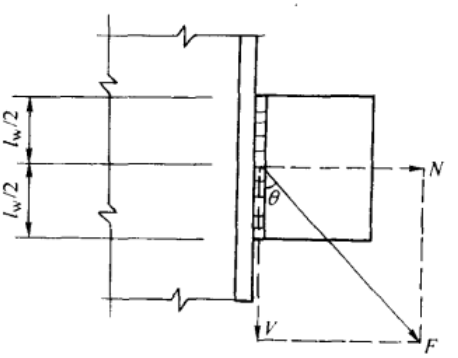


图 3-22　斜向轴心力作用

代入式（3-8）验算角焊缝的强度

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leqslant f_f^w$$

②直接法

将式（3-12）的 σ_f 和 τ_f 代入式（3-8）中，得

$$\sqrt{\left[\frac{F\sin\theta}{\beta_f \sum h_e l_w}\right]^2 + \left[\frac{F\cos\theta}{\sum h_e l_w}\right]^2} \leqslant f_f^w$$

取 $\beta_f^2 = 1.22^2 \approx 1.5$，得

$$\frac{F}{\sum h_e l_w}\sqrt{\frac{\sin^2\theta}{1.5} + \cos^2\theta} = \frac{F}{\sum h_e l_w}\sqrt{1 - \frac{\sin^2\theta}{3}} \leqslant f_f^w$$

令 $\beta_{f\theta} = \dfrac{1}{\sqrt{1 - \dfrac{\sin^2\theta}{3}}}$，则斜焊缝的计算公式为

$$\frac{F}{\sum h_e l_w} \leqslant \beta_{f\theta} f_f^w \qquad (3\text{-}13)$$

式中：$\beta_{f\theta}$——斜焊缝的强度增大系数，其值介于 1.0～1.22 之间，对直接承受动力荷载结构中的焊缝，取 $\beta_{f\theta}=1.0$；

θ——作用力与焊缝长度方向的夹角。

（3）承受轴心力的角钢角焊缝连接计算

钢桁架中角钢腹杆与节点板的连接一般采用两面侧焊（图 3-23（a））或三面围焊（图 3-23（b）），特殊情况也可采用 L 形围焊（图 3-23（c））。腹杆受轴心力作用，为了避免焊缝偏心受力，焊缝所传递的合力的作用线应与角钢杆件的轴线重合。

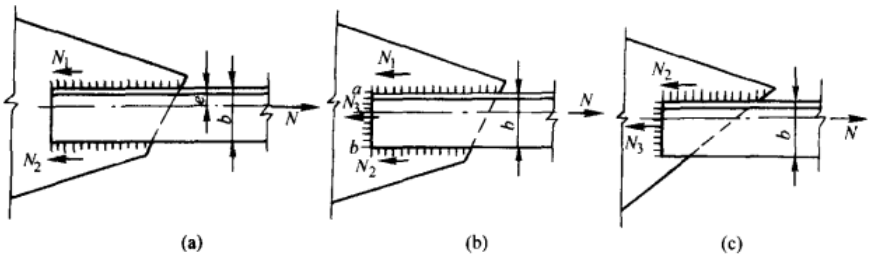


图 3-23　桁架角钢腹杆与节点板的连接

对于三面围焊（图 3-23（b）），可先假定正面角焊缝的焊脚尺寸 h_{f3}，求出正面角焊缝的轴心力 N_3。当腹杆为双角钢组成的 T 形截面，且肢宽为 b 时

$$N_3=2\times0.7h_{f3}b\beta_f f_f^w \tag{3-14}$$

由平衡条件 $\sum M_b=0$ 和 $\sum M_a=0$，可得

$$N_1=\frac{N(b-e)}{b}-\frac{N_3}{2}=k_1N-\frac{N_3}{2} \tag{3-15}$$

$$N_2=\frac{Ne}{b}-\frac{N_3}{2}=k_2N-\frac{N_3}{2} \tag{3-16}$$

式中：N_1，N_2——角钢肢背和肢尖的侧面角焊缝所承受的轴力；

e——角钢的形心距；

k_1，k_2——角钢肢背和肢尖焊缝的内力分配系数，按表 3-2 采用。

对于两面侧焊（图 3-23（a）），$N_3=0$，则

$$N_1=k_1N \tag{3-17}$$

$$N_2=k_2N \tag{3-18}$$

求得各条焊缝所受的轴力后，按构造要求假定肢背和肢尖焊缝的焊脚尺寸，即可求出焊缝的计算长度。对双角钢截面

$$l_{w1}=\frac{N_1}{2\times0.7h_{f1}f_f^w} \tag{3-19}$$

$$l_{w2}=\frac{N_2}{2\times0.7h_{f2}f_f^w} \tag{3-20}$$

式中：h_{f1}，l_{w1}——一个角钢肢背上的侧面角焊缝的焊脚尺寸及计算长度；

h_{f2}，l_{w2}——一个角钢肢尖上的侧面角焊缝的焊脚尺寸及计算长度。

考虑到每条焊缝两端的起灭弧缺陷，实际焊缝长度为计算长度加 $2h_f$；但对于三面围焊，由于在杆件端部转角处必须连续施焊，每条侧面角焊缝只有一端可能起灭弧，故焊缝实

际长度为计算长度加上 h_f；对于采用绕角焊的侧面角焊缝实际长度等于计算长度加上 h_f（绕角焊缝长度 $2h_f$ 不计）。

当杆件受力很小时，可采用L形围焊（图 3-23（c））。由于只有正面角焊缝和角钢肢背上的侧面角焊缝，令式（3-16）中的 $N_2=0$，得

$$N_3 = 2k_2N \tag{3-21}$$

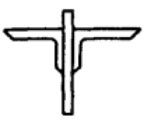
$$N_1 = N - N_3 \tag{3-22}$$

角钢肢背上的角焊缝计算长度可按式（3-19）计算。角钢端部的正面角焊缝的长度已知，可按下式计算其焊脚尺寸

$$h_{f3} = \frac{N_3}{2\times 0.7 l_{w3}\beta_f f_f^w} \tag{3-23}$$

式中：$l_{w3} = b - h_f$。

表 3-2　角钢角焊缝的轴力分配系数

角钢种类	连接情况	角钢肢背 k_1	角钢肢尖 k_2
等边角钢		0.70	0.30
不等边角钢（短边相连）		0.75	0.25
不等边角钢（长边相连）		0.65	0.35

［**例题 3-1**］　试验算图 3-22 所示直角角焊缝的强度。已知焊缝承受的斜向静力荷载设计值 $F=280$ kN，$\theta=60°$，角焊缝的焊脚尺寸 $h_f=8$ mm，实际长度 $l=155$ mm，钢材为Q235B，手工焊，焊条为E43型。

［**解**］

承受斜向轴心力的角焊缝有两种计算方法。

（1）分力法

将 F 力分解为垂直于焊缝和平行于焊缝的分力

$$N = F\sin\theta = F\sin 60° = 280\times\frac{\sqrt{3}}{2} = 242.5\ (\text{kN})$$

$$V = F\cos\theta = F\cos 60° = 280\times\frac{1}{2} = 140\ (\text{kN})$$

$$\sigma_f = \frac{N}{2h_e l_w} = \frac{242.5\times 10^3}{2\times 0.7\times 8\times\ (155-16)} = 155.8\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau_f = \frac{V}{2h_e l_w} = \frac{140 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times (155 - 16)} = 89.9\ (\text{N/mm}^2)$$

根据附表 1-2，Q235 钢、E43 型焊条的手工焊 $f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2$。

代入式（3-8）验算

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{155.8}{1.22}\right)^2 + 89.9^2} = 156.2\ (\text{N/mm}^2) < f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

（2）直接法

采用式（3-13）进行计算。已知 $\theta = 60°$，则斜焊缝强度增大系数

$$\beta_{斜} = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\sin^2 60°}{3}}} = 1.15$$

则

$$\frac{F}{2h_e l_w \beta_{斜}} = \frac{280 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times (155 - 16) \times 1.15} = 156.4\ (\text{N/mm}^2) < f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

［**例题 3-2**］ 试设计采用拼接盖板的对接连接（图 3-24）。已知钢板宽度 $B = 270$ mm，厚度 $t_2 = 28$ mm，拼接盖板厚度 $t_1 = 16$ mm。该连接承受的轴心静力设计值 $N = 1\ 400$ kN，钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型。

［**解**］

设计采用拼接盖板的对接连接有两种方法。一种方法是假定焊脚尺寸求焊缝长度，再由焊缝长度确定拼接盖板的尺寸；另一方法是先假定焊脚尺寸和拼接盖板的尺寸，然后验算焊缝的承载力。如果假定的焊缝尺寸不能满足承载力要求时，则应调整焊脚尺寸，再进行验算，直到满足承载力要求。

角焊缝的焊脚尺寸 h_f 应根据构造要求确定。由于焊缝在板件边缘施焊，且拼接盖板厚度 $t_1 = 16\ \text{mm} > 6\ \text{mm}$，则

最小 $\qquad h_f = 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{28} = 7.9\ (\text{mm})$

最大 $\qquad h_f = t_1 - (1 \sim 2) = 16 - (1 \sim 2) = 15 \sim 14\ (\text{mm})$

取 $h_f = 10$ mm。

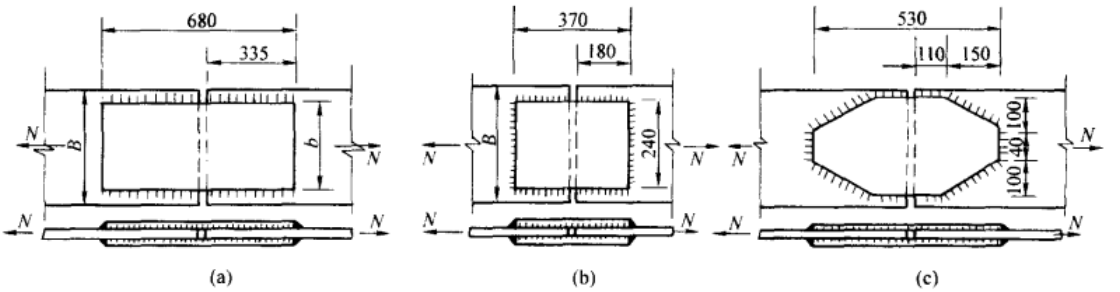


图 3-24 例题 3-2 图

（1）采用两面侧焊

如图 3-24（a）所示，连接一侧所需焊缝的总计算长度为

$$\sum l_w = \frac{N}{h_e f_f^w} = \frac{1\,400 \times 10^3}{0.7 \times 10 \times 160} = 1\,250(\text{mm})$$

此对接连接采用了上下两块拼接盖板，一侧共有 4 条侧焊缝，一条侧焊缝的实际长度为

$$l = \frac{\sum l_w}{4} + 2h_f = \frac{1\,250}{4} + 20 = 332.5\ (\text{mm}) < 60h_f = 60 \times 10 = 600(\text{mm})$$

所需拼接盖板长度

$$L = 2l + 10 = 2 \times 332.5 + 10 = 675\ (\text{mm})，取\ 680\ \text{mm}。$$

式中，10 mm 为两块被连接钢板间的间隙。

拼接盖板的宽度 b 就是两条侧面角焊缝之间的距离，应根据强度条件和构造要求确定。根据强度条件，在钢材种类相同的情况下，拼接盖板的截面积 A' 应等于或大于被连接钢板的截面积。

选定拼接盖板宽度 $b = 240$ mm，则

$$A' = 240 \times 2 \times 16 = 7\,680\ (\text{mm}^2) > A = 270 \times 28 = 7\,560\ (\text{mm}^2)（满足强度要求）$$

根据构造要求，应满足

$$b = 240\ \text{mm} < l_w = 315\ \text{mm}$$

且

$$b < 16t = 16 \times 16 = 256\ (\text{mm})$$

满足要求，故选定拼接盖板尺寸为 $-680 \times 240 \times 16$。

(2) 采用三面围焊

采用三面围焊（图 3-24（b））可以减小两侧侧面角焊缝的长度，从而减小拼接盖板的尺寸。设拼接盖板的宽度和厚度与采用两面侧焊时相同，仅需求盖板长度。

已知正面角焊缝的长度 $l_w = b = 240$ mm，则正面角焊缝所能承受的内力

$$N_1 = 2h_e l_w \beta_f f_f^w = 2 \times 0.7 \times 10 \times 240 \times 1.22 \times 160 = 655\,872\ (\text{N})$$

连接一侧所需侧面角焊缝的总计算长度为

$$\sum l_w = \frac{N - N_1}{h_e f_f^w} = \frac{1\,400\,000 - 655\,872}{0.7 \times 10 \times 160} = 664.4(\text{mm})$$

连接一侧共有四条侧面角焊缝，则一条侧面角焊缝的实际长度为

$$l = \frac{\sum l_w}{4} + h_f = \frac{664.4}{4} + 10 = 176.1(\text{mm})，采用\ 180\ \text{mm}。$$

拼接盖板的长度为

$$L = 2l + 10 = 2 \times 180 + 10 = 370\ (\text{mm})$$

(3) 采用菱形拼接盖板

如图 3-24（c）所示，当拼接板宽度较大时，采用菱形拼接盖板可减小角部的应力集中，从而使连接的工作性能得以改善。菱形拼接盖板的连接焊缝由正面角焊缝、侧面角焊缝和斜焊缝组成。设计时，一般先假定拼接盖板的尺寸再进行验算。拼接盖板尺寸如图 3-24（c）所示，则各部分焊缝的承载力分别为

正面角焊缝

$$N_1 = 2h_e l_{w1} \beta_f f_f^w = 2 \times 0.7 \times 10 \times 40 \times 1.22 \times 160 = 109.3\ (\text{kN})$$

侧面角焊缝

$$N_2 = 4h_e l_{w2} f_f^w = 4 \times 0.7 \times 10 \times （110 - 10） \times 160 = 448.0（\text{kN}）$$

斜焊缝

此焊缝与作用力夹角 $\theta = \arctan\left(\frac{100}{150}\right) = 33.7°$，可得

$$\beta_{f\theta} = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\sin^2 33.7}{3}}} = 1.06$$

故有 $$N_3 = 4h_e l_{w3} \beta_{f\theta} f_f^w = 4 \times 0.7 \times 10 \times 180 \times 1.06 \times 160 = 854.8（\text{kN}）$$

所以连接一侧焊缝所能承受的力为

$N' = N_1 + N_2 + N_3 = 109.3 + 448.0 + 854.8 = 1\ 412.1$（kN）$> N = 1\ 400$kN（满足要求）

［**例题 3-3**］ 一桁架的腹杆，截面为 2∟ 140 × 10，钢材为 Q235B 钢，手工焊，焊条为 E43 型。杆件承受静力荷载，由恒荷载标准值产生的 $N_{G_k} = 300$ kN（$\gamma_G = 1.2$），由活荷载标准值产生的 $N_{Q_k} = 580$ kN（$\gamma_Q = 1.4$）。构件与 16 mm 厚的节点板相连接，如图 3-25 所示。试分别设计下列情况时此节点的连接：①采用三面围焊；②采用两面侧焊；③采用 L 形围焊。

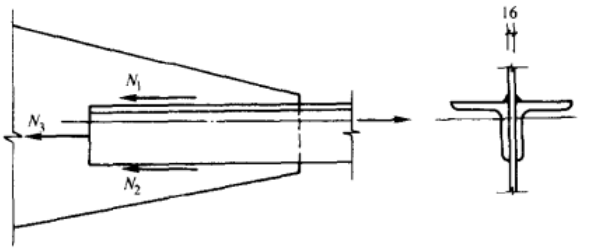


图 3-25 例题 3-3 图

［**解**］

（1）采用三面围焊

确定角焊缝的焊脚尺寸 h_f

最小 $$h_f = 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{16} = 6（\text{mm}）$$

最大 $$h_f = t_1 - （1 \sim 2） = 10 - （1 \sim 2） = 9 \sim 8（\text{mm}）$$

采用 $h_f = 8$ mm。

轴心力的设计值

$$N = \gamma_G N_{G_k} + \gamma_Q N_{Q_k} = 1.2 \times 300 + 1.4 \times 580 = 360 + 812 = 1\ 172（\text{kN}）$$

杆件截面应力

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{1\ 172 \times 10^3}{54.74 \times 10^2} = 214.1（\text{N/mm}^2）< f = 215\ \text{N/mm}^2（满足要求）$$

正面角焊缝承受的力

$$N_3 = \sum h_e l_w \beta_f f_f^w = 2 \times 0.7 \times 8 \times 140 \times 1.22 \times 160 \times 10^{-3} = 306.1(\text{kN})$$

侧面角焊缝承受的力

$$N_1 = k_1 N - \frac{N_3}{2} = 0.7 \times 1\ 172 - \frac{306.1}{2} = 667.4（\text{kN}）$$

$$N_2 = N - N_1 - N_3 = 1\ 172 - 667.4 - 306.1 = 198.5\ (\text{kN})$$

肢背焊缝的计算长度

$$l_{w1} \geqslant \frac{N_1}{2h_e f_f^w} = \frac{667.4 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} = 372.4\ (\text{mm}) < 60h_f = 480\ (\text{mm})$$

实际焊缝长度 $l_1 = l_{w1} + h_f = 372.4 + 8 = 380.4$（mm），取 385 mm。

肢尖焊缝计算长度。

$$l_{w2} \geqslant \frac{N_2}{2h_e f_f^w} = \frac{198.5 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} = 110.8\ (\text{mm}) > 8h_f = 64\ (\text{mm})$$

实际焊缝长度 $l_2 = l_{w2} + h_f = 110.8 + 8 = 118.8$（mm），取 120 mm。

角钢端部：焊缝的实际长度与计算长度相等，即

$$l_3 = l_{w3} = 140\ \text{mm}$$

（2）采用两面侧焊缝

两侧面角焊缝的焊脚尺寸可以不同，可取 $h_{f1} > h_{f2}$。但焊脚尺寸不同将导致施焊时需采用焊芯直径不同的焊条，为避免这种情况，一般情况下宜采用相同的 h_f。本题中取 $h_f = 8$ mm。

$$N_1 = k_1 N = 0.7 \times 1\ 172 = 820.4\ (\text{kN})$$

$$N_2 = N - N_1 = 1\ 172 - 820.4 = 351.6\ (\text{kN})$$

焊缝的长度

肢背

$$l_{w1} \geqslant \frac{N_1}{2h_e f_f^w} = \frac{820.4 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} = 457.8\ (\text{mm}) < 60h_f = 480\ (\text{mm})$$

$$l_1 = l_{w1} + 2h_f = 457.8 + 16 = 473.8\ (\text{mm})，\text{取 } 475\ \text{mm}。$$

肢尖

$$l_{w2} \geqslant \frac{N_2}{2h_e f_f^w} = \frac{351.6 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} = 196.2\ (\text{mm}) > 8h_f = 64\ (\text{mm})$$

$$l_2 = l_{w2} + 2h_f = 196.2 + 16 = 212.2\ (\text{mm})，\text{取 } 215\ \text{mm}。$$

（3）采用 L 形围焊

$$N_3 = 2k_2 N = 2 \times 0.3 \times 1\ 172 = 703.2\ (\text{kN})$$

$$N_1 = N - N_3 = 1\ 172 - 703.2 = 468.8\ (\text{kN})$$

角钢端部传递 N_3 所需的正面角焊缝焊脚尺寸

$$h_{f3} \geqslant \frac{N_3}{2 \times 0.7 l_{w3} \beta_f f_f^w} = \frac{703.2 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times (140 - 8) \times 1.22 \times 160}$$

$$= 19.5\ (\text{mm}) > \text{最大 } h_f = 9\ \text{mm}（\text{不满足构造要求}）$$

因而本例题不能采用 L 形围焊。

对桁架的角钢杆件与节点板的连接，首先推荐采用侧面角焊缝，其次为三面围焊。L 形围焊不是所有情况下都能采用的，本例题就是一例。

3. 弯矩、轴心力和剪力共同作用的角焊缝连接计算

（1）弯矩作用的角焊缝连接计算

弯矩 M 单独作用的角焊缝连接（图 3-26）中，角焊缝有效截面上的应力，如同弯曲应力呈三角形分布，属正面角焊缝受力性质。图 3-26（b）所示为焊缝的有效截面面积，其应力的计算公式为

$$\sigma_f = \frac{M}{W_w} = \frac{6M}{h_e \sum l_w^2} \leqslant \beta_f f_f^w \tag{3-24}$$

式中：W_w ——角焊缝有效截面的模量。

（2）弯矩、轴心力和剪力共同作用的角焊缝连接计算

如图 3-27 所示的双面角焊缝连接承受轴心力 N 和偏心剪力 V 的共同作用，计算时将剪力 V 移向形心。角焊缝同时承受轴心力 N、剪力 V 和弯矩 $M = Ve$ 的共同作用。焊缝计算截面上的应力分布如图 3-27 所示，图中点 A 处应力最大，为控制设计点。点 A 处垂直于焊缝长度方向的应力由两部分组成，即由轴心拉力 N 产生的应力

$$\sigma_A^N = \frac{N}{A_e} = \frac{N}{2h_e l_w}$$

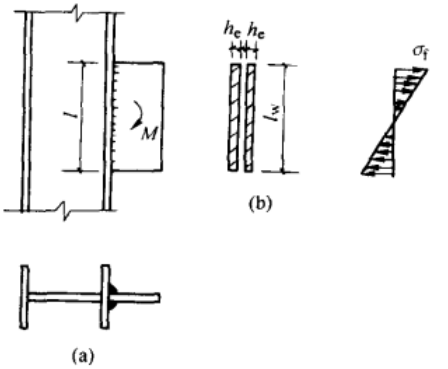


图 3-26　弯矩作用的角焊缝应力

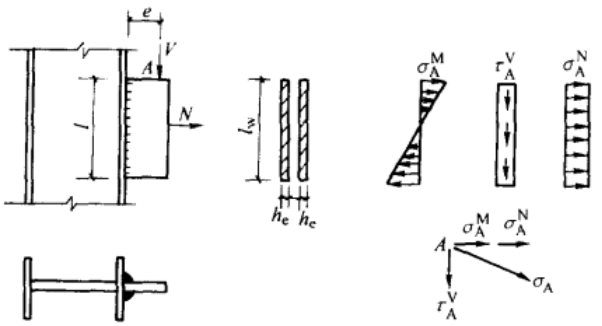


图 3-27　弯矩、剪力和轴心力共同作用的角焊缝应力

由弯矩 M 产生的应力

$$\sigma_A^M = \frac{M}{W_w} = \frac{6M}{2h_e l_w^2}$$

两个应力在点 A 的方向相同，可直接叠加，故点 A 处垂直于焊缝方向的应力为

$$\sigma_f = \frac{N}{2h_e l_w} + \frac{6M}{2h_e l_w^2}$$

剪力 V 在点 A 产生平行于焊缝长度方向的应力

$$\tau_f = \frac{V}{A_e} = \frac{V}{2h_e l_w}$$

式中：l_w ——焊缝的计算长度，为实际长度减去 $2h_f$。

焊缝的强度验算式为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leqslant f_f^w$$

当连接直接承受动力荷载作用时，取 $\beta_f = 1.0$。

如图 3-28 所示的工字形或 H 形截面梁（牛腿）与钢柱翼缘的角焊缝连接，通常承受弯矩 M 和剪力 V 的共同作用。计算时通常假设腹板焊缝承受全部剪力，弯矩则由全部焊缝承受。

为了焊缝的分布较合理，宜在每个翼缘的上下两侧均匀布置角焊缝，由于翼缘焊缝只承受垂直于焊缝长度方向的弯曲应力，此弯曲应力沿梁高度呈三角形分布（图 3-28（c）），最大应力发生在翼缘焊缝的最外纤维处。为了保证此焊缝的正常工作，应使翼缘焊缝最外纤维处的应力满足

$$\sigma_{\mathrm{fl}}=\frac{M}{I_{\mathrm{w}}}\frac{h}{2}\leqslant\beta_{\mathrm{f}}f_{\mathrm{f}}^{\mathrm{w}}$$

式中：M ——全部焊缝所承受的弯矩；

I_{w} ——全部焊缝有效截面对中和轴的惯性矩。

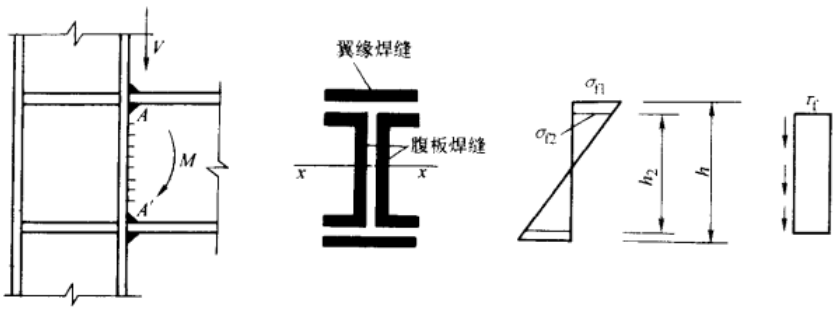


图 3-28　工字形或 H 形截面梁（牛腿）的角焊缝连接

腹板焊缝承受两种应力的共同作用，即垂直于焊缝长度方向且沿梁高呈三角形分布的弯曲应力和平行于焊缝长度方向且沿焊缝截面均匀分布的剪应力的作用，设计控制点为翼缘焊缝与腹板焊缝的交点 A 处。此处的弯曲应力和剪应力分别按下式计算

$$\sigma_{\mathrm{f2}}=\frac{M}{I_{\mathrm{w}}}\frac{h_2}{2}$$

$$\tau_{\mathrm{f}}=\frac{V}{\sum h_{\mathrm{e2}}l_{\mathrm{w2}}}$$

式中：$\sum h_{\mathrm{e2}}l_{\mathrm{w2}}$——腹板焊缝有效面积之和。

腹板焊缝在点 A 处的强度验算式为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{\mathrm{f2}}}{\beta_{\mathrm{f}}}\right)^2+\tau_{\mathrm{f}}^2}\leqslant f_{\mathrm{f}}^{\mathrm{w}}$$

［**例题 3-4**］　一角钢牛腿，截面为 1∟ 125 × 80 × 12，短边外伸如图 3-29 所示，承受静力荷载设计值 F = 150 kN，作用点与柱翼缘板表面距离 e = 30 mm，钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型。试求此牛腿角钢与柱连接角焊缝的焊脚尺寸。

［**解**］

沿角钢两端设竖向角焊缝与柱翼缘板相连。焊缝上端受拉最大处采用绕角焊 $2h_{\mathrm{f}}$，如图 3-29（b）所示。转角处必须连续施焊。

（1）角焊缝承受的外力设计值

弯矩　$M=Fe=150\times0.03=4.5$（kN·m）

剪力　$V=F=150$（kN）

（2）角焊缝有效截面的几何特性

最小　$h_f = 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{20} = 6.7$（mm）

最大　$h_f = 12 - (1 \sim 2) = 11 \sim 10$（mm）

取 $h_f = 10$ mm，$h_e = 0.7h_f = 0.7 \times 10 = 7$（mm）

面积　$A_w = 2 \times 7 \times (125 - 10) = 1\,610$（mm²）

式中每条角焊缝计算长度为实际长度减去 h_f（上端绕角焊）。

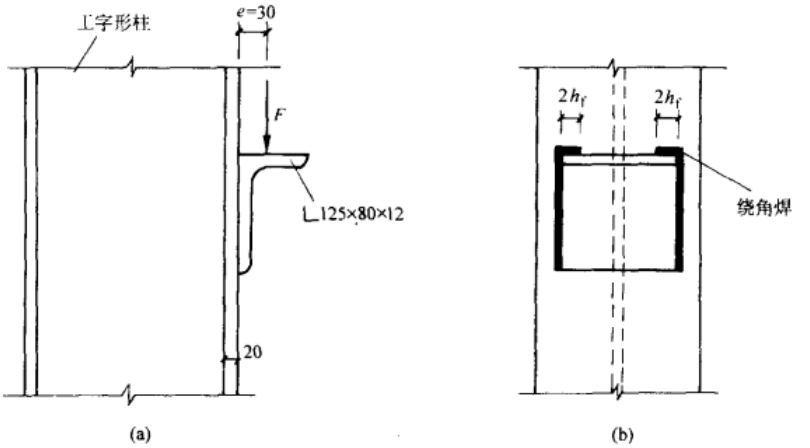


图 3-29　例题 3-4 图

（3）焊缝应力

焊缝应力　$\tau_f = \dfrac{V}{A_w} = \dfrac{150 \times 10^3}{1\,610} = 93.2$（N/mm²）

$$\sigma_f = \frac{M}{2 \times \frac{1}{6} h_e l_w^2} = \frac{4.5 \times 10^6}{2 \times \frac{1}{6} \times 7 \times 115^2} = 145.8\ (\text{N/mm}^2)$$

代入验算式，得

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{145.8}{1.22}\right)^2 + 93.2^2} = 151.6\ (\text{N/mm}^2) < f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2$$（满足要求）

［**例题 3-5**］　试验算图 3-30 所示牛腿与钢柱连接角焊缝的强度。钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，手工焊。静力荷载设计值 $N = 365$ kN，偏心距 $e = 350$ mm，焊脚尺寸 $h_{f1} = 8$ mm，$h_{f2} = 6$ mm。

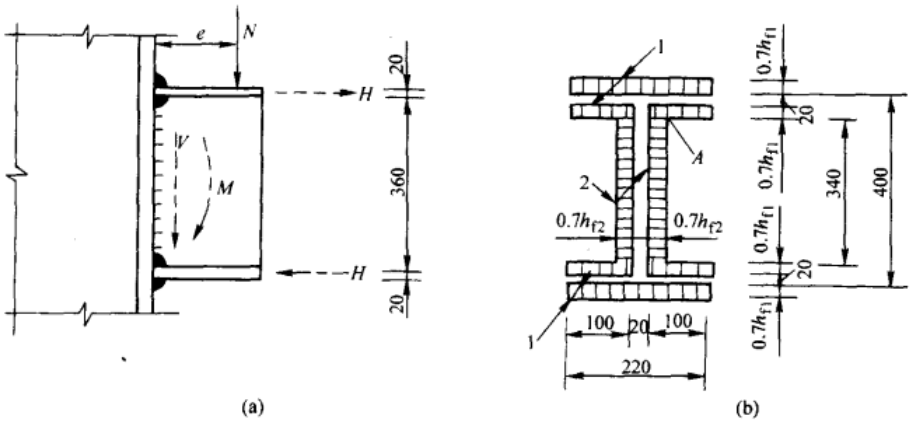


图 3-30　例题 3-5 图

［解］

N 力在角焊缝形心处引起剪力 $V=N=365$ kN 和弯矩 $M=Ne=365\times0.35=127.8$（kN·m）。

（1）考虑腹板焊缝承受弯矩的计算方法

为了计算方便，将图中尺寸尽可能取为整数。

全部焊缝有效截面对中和轴的惯性矩为

$$I_w=2\times\frac{0.42\times34^3}{12}+2\times20.4\times0.56\times20.28^2+4\times9.2\times0.56\times17.28^2=18\ 302\ (\text{cm}^4)$$

翼缘焊缝的最大应力

$$\sigma_{f1}=\frac{M}{I_w}\frac{h}{2}=\frac{127.8\times10^6}{18\ 302\times10^4}\times205.6=143.6\ (\text{N/mm}^2)<\beta_f f_f^w=1.22\times160=195.2\ (\text{N/mm}^2)\ (\text{满足要求})$$

腹板焊缝由弯矩 M 引起的最大应力

$$\sigma_{f2}=143.6\times\frac{170}{205.6}=118.7\ (\text{N/mm}^2)$$

剪力 V 在腹板焊缝产生的平均剪应力

$$\tau_f=\frac{V}{\sum h_{e2}l_{w2}}=\frac{365\times10^3}{2\times0.7\times6\times340}=127.8(\text{N/mm}^2)$$

则腹板焊缝的强度（A 点为设计控制点）为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{f2}}{\beta_f}\right)^2+\tau_f^2}=\sqrt{\left(\frac{118.7}{1.22}\right)^2+127.8^2}=160.6\ (\text{N/mm}^2)\approx f_f^w=160\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

（2）不考虑腹板焊缝承受弯矩的计算方法

翼缘焊缝所承受的水平力

$$H=\frac{M}{h}=\frac{127.8\times10^6}{380}=336.3\ (\text{kN})\ (h\text{ 值近似取为翼缘中线间距离})$$

翼缘焊缝的强度

$$\sigma_f=\frac{H}{h_{e1}l_{w1}}=\frac{336.3\times10^3}{0.7\times8\times(204+2\times92)}=154.8\ (\text{N/mm}^2)<\beta_f f_f^w=195.2\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

腹板焊缝的强度

$$\tau_f=\frac{V}{h_{e2}l_{w2}}=\frac{365\times10^3}{2\times0.7\times6\times340}=127.8\ (\text{N/mm}^2)<f_f^w=160\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

［**例题 3-6**］　试验算图 3-31 所示钢管柱与底板的连接角焊缝。图中内力均为静力设计值，其中 $N=280$ kN，$M=16$ kN·m，$V=212$ kN。焊脚尺寸 $h_f=8$ mm，钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型。

［解］

图 3-31 中钢管柱与底板连接的角焊缝同时承受轴心力 N、弯矩 M 及剪力 V 作用，显然 B 点为最危险点。在焊缝的有效截面上，N 和 M 产生垂直于焊缝一个直角边方向的应力 σ_{f2}，而 V 产生垂直于另一直角边

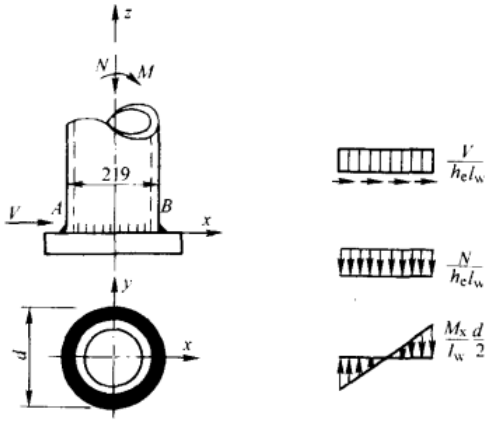


图 3-31　例题 3-6 图

方向的应力 σ_{fx}。由于基本公式（3-8）是根据只有垂直于一个直角边方向的应力 σ_f 导出的，不适用此种受力状态。此种受力状态较为少见，可略偏安全地取 $\beta_f = 1.0$，按各方向应力的合应力进行计算。

偏于安全地取环形焊缝直径与钢管柱直径相同，环形焊缝有效截面的惯性矩

$$I_w = \frac{1}{8}\pi h_e d^3 = \frac{1}{8} \times 3.14 \times 0.7 \times 8 \times 219^3 = 23.1 \times 10^6 \ (\text{mm}^4)$$

焊缝计算长度

$$l_w = \pi d = 3.14 \times 219 = 687.7 \ (\text{mm})$$

在 B 点所受应力

$$\sigma_{fx} = \sigma_{fV} = \frac{V}{h_e l_w} = \frac{212 \times 10^3}{0.7 \times 8 \times 687.7} = 55.0 \ (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{fz} = \sigma_{fN} + \sigma_{fM} = \frac{N}{h_e l_w} + \frac{M}{I_w}\frac{d}{2} = \frac{280 \times 10^3}{0.7 \times 8 \times 687.7} + \frac{16 \times 10^6}{23.1 \times 10^6} \times \frac{219}{2} = 148.6 \ (\text{N/mm}^2)$$

按 σ_{fx} 和 σ_{fz} 的合应力进行计算，即

$$\sqrt{\sigma_{fV}^2 + (\sigma_{fN} + \sigma_{fM})^2} = \sqrt{55.0^2 + 148.6^2} = 158.5 \ (\text{N/mm}^2) < f_f^w = 160 \ \text{N/mm}^2 \ （满足要求）$$

4. *扭矩和剪力共同作用的角焊缝连接计算*

（1）扭矩作用的环形角焊缝计算

如图 3-32 所示，由于焊缝有效厚度 h_e 比圆环直径 D 小得多，通常 $h_e < 0.1D$，故环形角焊缝承受扭矩作用时，可视为薄壁圆环的受扭问题。在有效截面的任一点上所受的切线方向的剪应力 τ_f 应按下式计算

$$\tau_f = \frac{T r}{I_p} \leqslant f_f^w \tag{3-25}$$

式中：r ——圆心至焊缝有效极截面中线的距离；

I_p ——焊缝有效截面的惯性矩，对于薄壁圆环可取 $I_p = 2\pi h_e r^3$。

（2）扭矩作用的角焊缝连接计算

扭矩 T 作用的角焊缝连接（图 3-33）中，计算时假定：

①被连接构件是绝对刚性的，而角焊缝则是弹性的；

②被连接构件绕角焊缝有效截面形心 O（图 3-33（b））旋转，角焊缝上任意一点的应力方向垂直于该点与形心的连线，且应力的大小与距离 r 成正比。

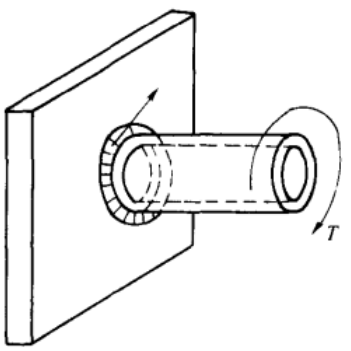


图 3-32　扭矩作用的环形角焊缝

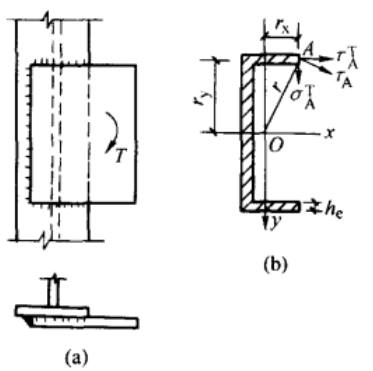


图 3-33　扭矩作用的角焊缝应力

角焊缝有效截面上 A 点的应力按下式计算

$$\tau_A = \frac{T r}{I_p} \tag{3-26}$$

式中：I_p ——角焊缝有效截面的极惯性矩，$I_p = I_x + I_y$。

上式所给出的应力与焊缝长度方向成斜角，把它分解为 x 轴和 y 轴的分应力有

$$\tau_f = \tau_A^T = \frac{T r_y}{I_p} \tag{3-27}$$

$$\sigma_f = \sigma_A^T = \frac{T r_x}{I_p} \tag{3-28}$$

代入验算式 $$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leqslant f_f^w$$

这种把角焊缝的应力分布按弹性考虑的计算方法，距形心 O 最远处的应力最大，起控制作用，而焊缝的其他部分都未充分利用，计算偏于保守。如根据应力重分布的概念进行分析计算，使焊缝的每一微段都达到角焊缝所能承受的强度设计值 f_f^w，则焊缝的承载能力比弹性计算方法可大大提高。因考虑应力重分布计算麻烦，不便应用，设计时可仍按上述算法，而把角焊缝的强度设计值 f_f^w 适当提高（有的文献认为可提高 20%）。

（3）扭矩、剪力和轴心力共同作用的角焊缝连接计算

图 3-34 所示为采用三面围焊的搭接连接，该连接角焊缝承受竖向剪力 V、扭矩 $T = V(e + a)$ 以及水平轴力 N 的共同作用，焊缝的 A 点为设计控制点。

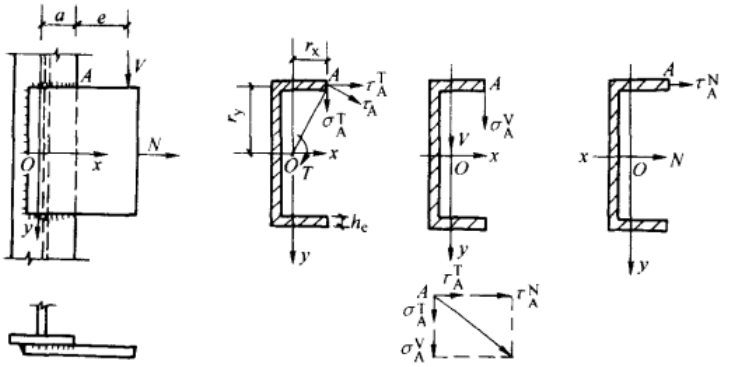


图 3-34　扭矩、剪力和轴心力共同作用的角焊缝应力

在扭矩 T 作用下，A 点的应力

$$\tau_A = \frac{T r}{I_p} = \frac{T r}{I_x + I_y}$$

$$\tau_A^T = \frac{T r_y}{I_p}$$

$$\sigma_A^T = \frac{T r_x}{I_p}$$

假设剪力 V 和水平轴力 N 产生的剪应力均匀分布，则 A 点应力

$$\sigma_A^V = \frac{V}{\sum h_e l_w}$$

$$\tau_A^N = \frac{N}{\sum h_e l_w}$$

则 A 点受到垂直于焊缝长度方向的应力

$$\sigma_f = \sigma_A^T + \sigma_A^V$$

沿焊缝长度方向的应力

$$\tau_f = \tau_A^T + \tau_A^N$$

A 点的应力满足的强度条件为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right) + \tau_f^2} \leqslant f_f^w$$

当连接直接承受动力荷载时，取 $\beta_f = 1.0$。

上述计算方法中，假定轴心力产生的应力均匀分布。实际上，在图 3-34 所示轴心力 V 作用下，水平焊缝为正面焊缝，而竖直焊缝为侧面焊缝，两者单位长度分担的应力不同，前者较大，后者较小。水平轴力 N 作用时也存在同样的问题。假设轴心力产生的应力为平均分布，与前面基本公式推导中，考虑焊缝方向的方法不符。同样，在确定形心位置以及计算扭矩作用下所产生的应力时，也没有考虑焊缝方向，只是最后验算式中引进了系数 β_f，因此上面的计算方法有一定的近似性。

［**例题 3-7**］ 图 3-35 中钢板长度 $l_1 = 400$ mm，搭接长度 $l_2 = 300$ mm，静力荷载设计值 $F = 217$ kN，偏心距 $e_1 = 300$ mm（至柱边缘的距离），钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型，试确定该焊缝的焊脚尺寸并验算该焊缝的强度。

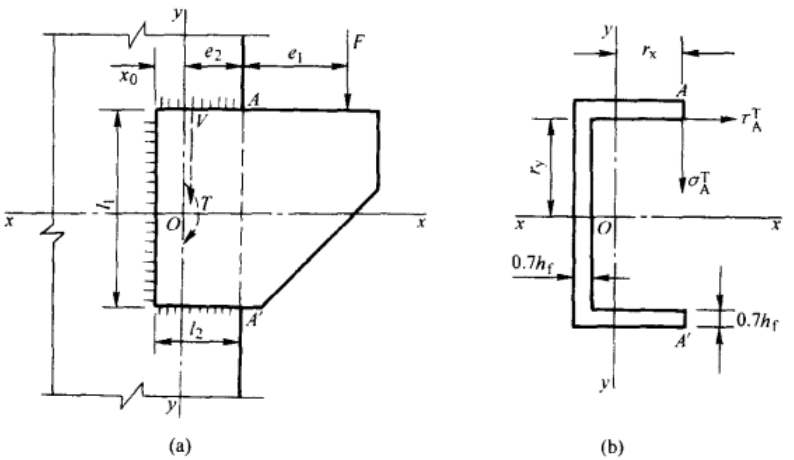


图 3-35　受剪力和扭矩共同作用的角焊缝

［**解**］

图 3-35 中几段焊缝组成的围焊缝共同承受剪力 V 和扭矩 $T = F\ (e_1 + e_2)$ 的作用，设焊缝的焊脚尺寸均为 $h_f = 8$ mm。

焊缝计算截面的形心位置

$$x_0 = \frac{2l_2 l_2/2}{2l_2 + l_1} = \frac{30^2}{60+40} = 9\ (\text{cm})$$

在计算中，由于焊缝的实际长度稍大于 l_1 和 l_2，故焊缝的计算长度直接采用 l_1 和 l_2，不再扣除水平焊缝的缺陷。

焊缝截面的极惯性矩

$$I_x = \frac{1}{12} \times 0.7 \times 0.8 \times 40^3 + 2 \times 0.7 \times 0.8 \times 30 \times 20^2 = 16\ 427\ (\text{cm}^4)$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 2 \times 0.7 \times 0.8 \times 30^3 + 2 \times 0.7 \times 0.8 \times 30 \times\ (15-9)^2 + 0.7 \times 0.8 \times 40 \times 9^2$$

$$= 5\ 544\ (\text{cm}^4)$$

$$I_p = I_x + I_y = 16\ 427 + 5\ 544 = 21\ 971\ (\text{cm}^4)$$

由于 $e_2 = l_2 - x_0 = 30 - 9 = 21\ (\text{cm})$，$r_x = 21$ cm，$r_y = 20$ cm

故扭矩　$T = F\ (e_1 + e_2) = 217 \times\ (30+21) \times 10^{-2} = 110.7\ (\text{kN·m})$

$$\tau_A^T = \frac{T r_y}{I_p} = \frac{110.7 \times 10^6 \times 200}{21\ 971 \times 10^4} = 100.8\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_A^T = \frac{T r_x}{I_p} = \frac{110.7 \times 10^6 \times 210}{21\ 971 \times 10^4} = 105.8\ (\text{N/mm}^2)$$

轴心力 V 在 A 点产生的应力

$$\sigma_A^V = \frac{V}{\sum h_e l_w} = \frac{217 \times 10^3}{0.7 \times 8 \times (2 \times 300 + 400)} = 38.8\ (\text{N/mm}^2)$$

由图 3-35（b）可见，σ_A^T 与 σ_A^V 在 A 点的作用方向相同，且垂直于焊缝长度方向，则

$$\sigma_f = \sigma_A^T + \sigma_A^V = 105.8 + 38.8 = 144.6\ (\text{N/mm}^2)$$

τ_A^T 平行于焊缝长度方向，则 $\tau_f = \tau_A^T$，

故　$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{144.6}{1.22}\right)^2 + 100.8^2} = 155.6\ (\text{N/mm}^2) < f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2$$

取 $h_f = 8$ mm 满足承载力要求。

三、斜角角焊缝的计算

两焊脚边夹角 α 为 $60° \leqslant \alpha \leqslant 135°$ 的 T 形接头的斜角角焊缝，采用与直角角焊缝相同的计算公式（3-8）进行计算。但考虑到对斜角角焊缝研究很少，且采用的计算公式也是根据直角角焊缝的计算公式简化得到，因此对斜角角焊缝不论其有效截面上的应力情况如何，一律取 β_f（或 β_{fl}）$= 1.0$。

如图 3-36 所示，在确定焊缝计算厚度时，当根部间隙 b、b_1 或 $b_2 \leqslant 1.5$ mm 时

$$h_e = h_f \cos\frac{\alpha}{2} \tag{3-29}$$

当 b、b_1 或 $b_2 > 1.5$ mm 时

$$h_e = \left(h_f - \frac{b\ (\text{或}\ b_1、b_2)}{\sin \alpha} \right) \cos \frac{\alpha}{2} \tag{3-30}$$

任何情况下 b、b_1 或 b_2 不得大于 5 mm。

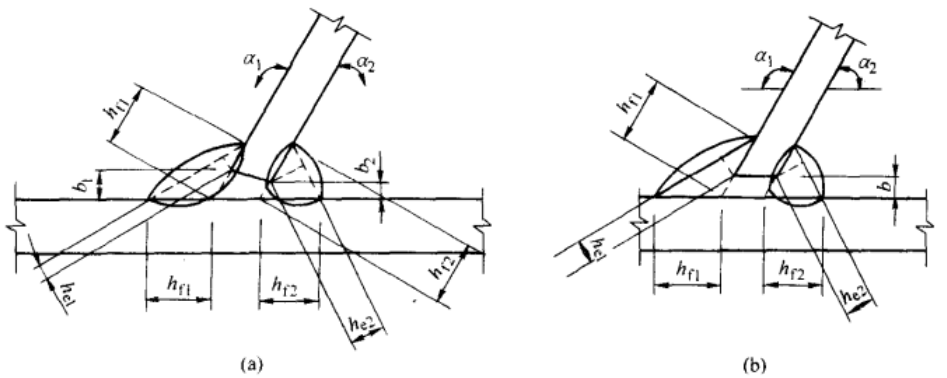


图 3-36　斜角角焊缝的计算厚度

第五节　对接焊缝的构造要求和计算

一、对接焊缝的强度

《钢结构工程施工质量验收规范》规定焊缝按其检验方法和质量要求分为一级、二级和三级。对接焊缝的强度与所采用钢材的牌号、焊条型号及焊缝质量的检验标准等因素有关。

如果焊缝中不存在任何缺陷，焊缝金属的强度高于主体金属。但由于焊接的技术问题，焊缝中可能存在气孔、夹渣、咬边和未焊透等缺陷。试验表明，焊接缺陷对受压、受剪的对接焊缝影响不大，故可认为受压、受剪的对接焊缝与主体金属强度相等，但受拉的对接焊缝对缺陷敏感。当缺陷面积与焊件截面面积之比超过 5% 时，对接焊缝的抗拉强度将明显下降。由于三级检验的焊缝允许存在的缺陷较多，故取其抗拉强度为主体金属强度的 85%，而一级、二级检验的焊缝的抗拉强度可认为与主体金属强度相等。

二、对接焊缝的构造和计算

1. 对接焊缝的构造要求

在对接焊缝的拼接处，当焊件的宽度不同或厚度在一侧相差 4 mm 以上时，应分别在宽度方向（图 3-37（a））或厚度方向（图 3-37（b））从一侧或两侧制成坡度不大于 1:2.5（直接承受动力荷载且需要进行疲劳计算时不大于 1:4）的斜角，以使截面过渡缓和，减小应力集中。钢板的拼接采用对接焊缝时，纵横两方向的对接焊缝，可采用十字形交叉或 T 形交叉。当为 T 形交叉时，交叉点间的距离不得小于 200 mm，且拼接料的长度和宽度均不得小于 300 mm（图 3-37（c））。对于焊透的 T 形连接焊缝，其构造要求如图 3-37（d）所示。

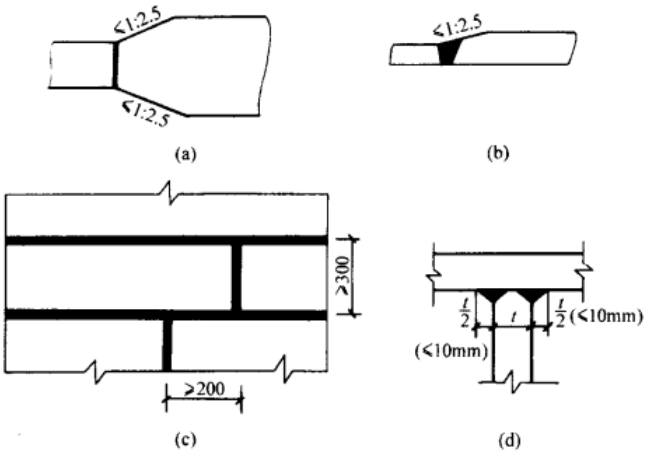


图 3-37　钢板拼接

在焊缝的起灭弧处，常会出现弧坑等缺陷，这些缺陷对承载力影响极大，故焊接时一般应设置引弧板（图 3-38），焊接后将它割除。对受静力荷载的结构设置引弧板有困难时，允许不设置引弧板，此时可令焊缝计算长度等于实际长度减去 $2t$，在对接接头中，t 为连接件的较小厚度，在 T 形接头中，t 为腹板的厚度。

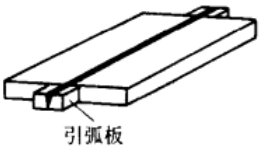


图 3-38　引弧板

对接焊缝分为焊透的对接焊缝和部分焊透的对接焊缝两种。

2. 焊透的对接焊缝的计算

由于对接焊缝是焊件截面的组成部分，焊缝中的应力分布情况基本与焊件相同，故计算方法与构件的强度计算方法一样。

（1）轴心力作用的对接焊缝计算

轴心受力的对接焊缝（图 3-39），可按下式计算

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} \leqslant f_t^w \text{ 或 } f_c^w \tag{3-31}$$

式中：N ——轴心拉力或压力设计值；

l_w ——焊缝的计算长度，当未采用引弧板时，取实际长度减去 $2t$；

t ——对接接头中为连接件的较小厚度，T 形接头中为腹板厚度；

f_t^w、f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值，按附表 1-2 采用。

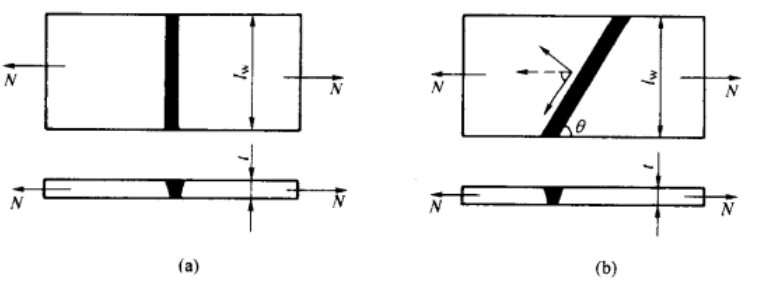


图 3-39　对接焊缝受轴心力

由于一、二级检验的焊缝与主体金属强度相等，故只有三级检验的焊缝才需按式（3-31）进行抗拉强度验算。如果采用直缝不能满足强度要求时，可采用如图 3-39（b）所示的斜对接焊缝。计算证明，焊缝与作用力间的夹角 θ 满足 $\tan\theta \leqslant 1.5$ 时，斜焊缝的强度不低于主体金属强度，可不再进行验算。

（2）弯矩和剪力共同作用的对接焊缝计算

图 3-40 所示的对接接头受有弯矩和剪力的共同作用，正应力与剪应力的最大值应分别满足下列强度条件

$$\sigma = \frac{M}{W_w} = \frac{6M}{tl_w^2} \leqslant f_t^w \tag{3-32}$$

$$\tau = \frac{VS_w}{I_w t} \leqslant f_v^w \tag{3-33}$$

式中：W_w ——焊缝的截面模量；

S_w ——焊缝的截面面积矩；

I_w ——焊缝的截面惯性矩；

f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值，按附表 1-2 采用。

图 3-40（b）所示为工字形或 H 形截面梁的接头，采用对接焊缝，除应分别验算最大正应力和剪应力外，对于同时受有较大正应力和较大剪应力处，例如腹板与翼缘的交接点，还应按下式验算折算应力

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leqslant 1.1 f_t^w \tag{3-34}$$

式中：σ_1，τ_1 ——验算点处焊缝的正应力和剪应力；

1.1 ——考虑到最大折算应力只在局部出现，而将强度设计值适当提高的系数。

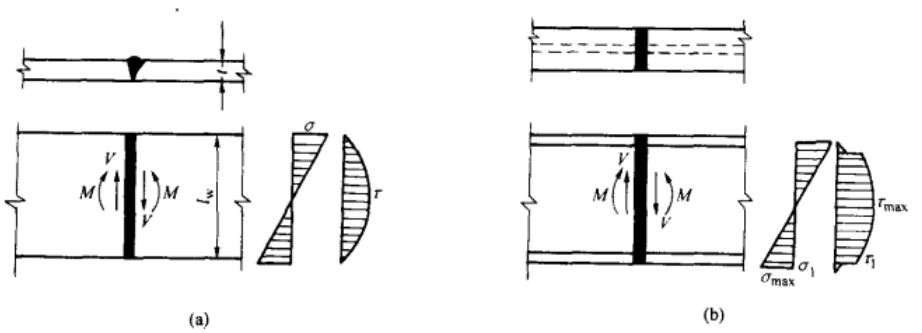


图 3-40　对接焊缝受弯矩和剪力的共同作用

（3）轴心力、弯矩和剪力共同作用的对接焊缝计算

当轴心力、弯矩和剪力共同作用时，焊缝的最大正应力应为轴心力和弯矩引起的应力之和满足式（3-31）。剪应力、折算应力仍分别按式（3-33）和式（3-34）进行验算。

[例题 3-8]　承受轴心拉力的钢板，采用 Q235 钢，宽度 $B = 200$ mm，如图 3-41 所示，恒载标准值 $N_{G_k} = 60$ kN（$\gamma_G = 1.2$），活载标准值 $N_{Q_k} = 300$ kN（$\gamma_Q = 1.4$），钢板上有一垂直于钢板轴线的对接焊缝，焊条为 E43 型，手工焊。试求下列三种情况是否满足承载力要求：

①焊缝质量为二级，采用引弧板施焊，钢板厚度 $t = 12$ mm；

②焊缝质量为三级，采用引弧板施焊，钢板厚度 $t = 14$ mm；

③焊缝质量为三级，不采用引弧板施焊，钢板厚度 $t = 14$ mm。

三种情况下，均采用 V 形焊缝。

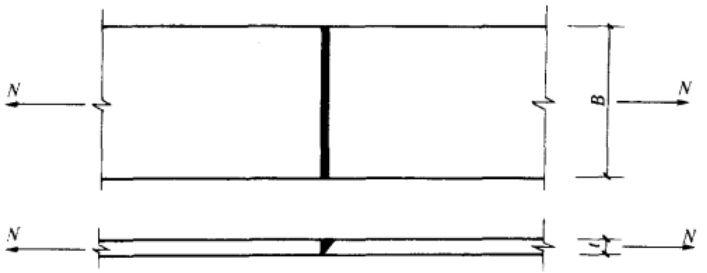


图 3-41　例题 3-8 图

[解]

钢板所受轴心拉力设计值为

$$N = \gamma_G N_{G_k} + \gamma_Q N_{Q_k} = 1.2 \times 60 + 1.4 \times 300 = 492\ (\text{kN})$$

(1) 焊缝质量为二级，采用引弧板施焊

根据附表 1-2 查得 $f_t^w = 215\ \text{N/mm}^2$。采用引弧板 $l_w = B$

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} = \frac{492 \times 10^3}{200 \times 12} = 205.0\ (\text{N/mm}^2) < f_t^w = 215\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

(2) 焊缝质量为三级，采用引弧板施焊

$f_t^w = 185\ \text{N/mm}^2$，$l_w = B$

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} = \frac{492 \times 10^3}{200 \times 14} = 175.7\ (\text{N/mm}^2) < f_t^w = 185\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

(3) 焊缝质量为三级，不采用引弧板施焊

$f_t^w = 185\ \text{N/mm}^2$

$l_w = B - 2t = 200 - 2 \times 14 = 172\ (\text{mm})$

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} = \frac{492 \times 10^3}{172 \times 14} = 204.3\ (\text{N/mm}^2) > f_t^w = 185\ \text{N/mm}^2\ (\text{不满足要求})$$

[例题 3-9]　条件同例题 3-5，但牛腿与钢柱连接采用三级对接焊缝，上、下翼缘加引弧板施焊。试验算此焊缝的强度。

[解]

对接焊缝的计算截面与牛腿的截面相同，如图 3-42 所示。

$V = N = 365\ \text{kN}$

$M = 365 \times 0.35 = 127.75\ (\text{kN·m})$

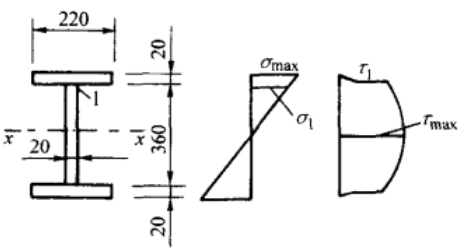


图 3-42　例题 3-9 图

惯性矩

$$I_x = \frac{1}{12} \times 20 \times 360^3 + 2 \times 220 \times 20 \times 190^2 = 39\,544 \times 10^4 \ (\text{mm}^4)$$

翼缘面积矩

$$S_{x1} = 220 \times 20 \times 190 = 836 \times 10^3 \ (\text{mm}^3)$$

最大正应力 $\sigma = \dfrac{M}{I_x}\dfrac{h}{2} = \dfrac{127.75 \times 10^6}{39\,544 \times 10^4} \times \dfrac{400}{2} = 64.6(\text{N/mm}^2) < f_t^w = 185\ \text{N/mm}^2$（满足要求）

最大剪应力 $\tau = \dfrac{VS_x}{I_x t} = \dfrac{365 \times 10^3 \times \left(836\,000 + 180 \times 20 \times \dfrac{180}{2}\right)}{39\,544 \times 10^4 \times 20}$

$= 53.5\ (\text{N/mm}^2) < f_v^w = 125\ \text{N/mm}^2$（满足要求）

上翼缘和腹板交接处“1”点的正应力

$$\sigma_1 = \sigma \times \frac{180}{200} = 64.6 \times \frac{180}{200} = 58.1\ (\text{N/mm}^2)$$

剪应力 $\tau_1 = \dfrac{VS_{x1}}{I_x t} = \dfrac{365 \times 10^3 \times 836 \times 10^3}{395\,44 \times 10^4 \times 20} = 38.6\ (\text{N/mm}^2)$

由于“1”点同时受有较大的正应力和剪应力，故应验算折算应力

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{58.1^2 + 3 \times 38.6^2} = 88.6(\text{N/mm}^2) < 1.1 f_t^w = 1.1 \times 185 = 203.5\ (\text{N/mm}^2)$$（满足要求）

[例题 3-10] 如图 3-43 所示的牛腿，翼缘板采用单边 V 形坡口对接焊缝与柱相连（采用引弧板），牛腿腹板采用角焊缝与柱相连。为了便于翼缘板对接焊缝的施焊，在焊缝底部设置垫板，腹板上、下端均开孔，孔高 30 mm。对接焊缝的质量等级要求二级。试设计此焊缝连接。

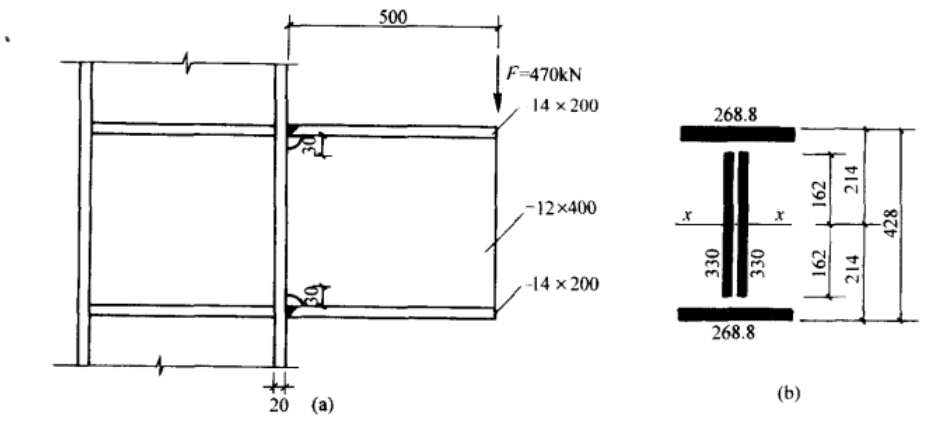


图 3-43 例题 3-10 图

[解]

(1) 翼缘与腹板分担弯矩的计算方法

假定翼缘与腹板按其惯性矩之比分担截面上的弯矩，剪力则全部由腹板承受。

弯矩　　$M = 470 \times 0.5 = 235$（kN·m）

剪力　　$V = 470$ kN

截面惯性矩：

翼缘板　　$I_f = 2 \times 20 \times 1.4 \times 20.7^2 = 23\ 995$（$cm^4$）

腹　板　　$I_w = \frac{1}{12} \times 1.2 \times 40^3 = 6\ 400$（$cm^4$）

全截面　　$I = I_f + I_w = 23\ 995 + 6\ 400 = 30\ 395$（$cm^4$）

翼缘板承受的弯矩设计值

$$M_f = \frac{I_f}{I} M = \frac{23\ 995}{30\ 395} \times 235 = 185.5 \text{（kN·m）}$$

腹板承受的弯矩设计值

$$M_w = \frac{I_w}{I} M = \frac{6\ 400}{30\ 395} \times 235 = 49.5 \text{（kN·m）}$$

腹板承受全部剪力设计值　　$V = 470$ kN

翼缘板对接焊缝强度的验算

$$\sigma = \frac{M_f}{(h-t)bt} = \frac{185.5 \times 10^6}{(428-14) \times 200 \times 14} = 160.0 \text{（N/mm}^2\text{）} < f_t^w = 215 \text{N/mm}^2 \text{（满足要求）}$$

这里 h 为牛腿的全高，b 和 t 各为牛腿翼缘板的宽度和厚度。

腹板角焊缝强度及焊脚尺寸：

最小　$h_f = 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{20} = 6.7$（mm）

最大　$h_f = 1.2t_1 = 1.2 \times 12 = 14.4$（mm）

取 $h_f = 14$ mm。

角焊缝上端由弯矩产生的应力

$$\sigma_{fl} = \frac{M_w}{\frac{1}{6} \times 2h_e l_w^2} = \frac{6 \times 49.5 \times 10^6}{2 \times 0.7 \times 14 \times 312^2} = 155.7 \text{（N/mm}^2\text{）}$$

角焊缝的剪应力

$$\tau_f = \frac{V}{2h_e l_w} = \frac{470 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 14 \times 312} = 76.9 \text{（N/mm}^2\text{）}$$

则　$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{fl}}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{155.7}{1.22}\right)^2 + 76.9^2} = 149.0 \text{（N/mm}^2\text{）} < f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2 \text{（满足要求）}$

（2）全截面的计算方法

牛腿翼缘板采用单边 V 形坡口对接焊缝与柱相连接，牛腿腹板改用 $h_f = 8$ mm 的两条角焊缝与柱相连。由于两种焊缝的强度设计值不等，对接焊缝 $f_t^w = f_c^w = 215$ N/mm²，角焊缝 $f_f^w = 160$ N/mm²，按全截面计算时应先把对接焊缝的宽度 $b_1 = 200$ mm 按强度设计值换算成等效宽度 b'，即

$$b' = b_1 \frac{f_t^w}{f_f^w} = 200 \times \frac{215}{160} = 200 \times 1.344 = 268.8\ (\text{mm})$$

换算后的焊缝有效截面布置如图 3-43（b）所示。

焊缝有效截面的几何特性：

腹板角焊缝的有效面积

$$A_{wl} = 2 \times 0.7 \times 0.8 \times 32.4 = 36.3\ (\text{cm}^2)$$

焊缝全截面惯性矩

$$I_x = 2 \times 26.88 \times 1.4 \times 20.7^2 + \frac{1}{12} \times 2 \times 0.7 \times 0.8 \times 32.4^3$$

$$= 35\ 424\ (\text{cm}^4)$$

焊缝强度验算：

牛腿顶面的弯曲拉应力

$$\sigma = \frac{My_{max}}{I_x} = \frac{235 \times 10^6 \times 214}{35\ 424 \times 10^4} = 142.0\ (\text{N/mm}^2) < f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

牛腿腹板角焊缝上端的应力

$$\tau_f = \frac{V}{A_{wl}} = \frac{470 \times 10^3}{36.3 \times 10^2} = 129.5\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{fl} = \frac{M}{I_x}\frac{l_w}{2} = \frac{235 \times 10^6}{35\ 424 \times 10^4} \times \frac{324}{2} = 107.5\ (\text{N/mm}^2)$$

则 $\sqrt{\left(\frac{\sigma_{fl}}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{107.5}{1.22}\right)^2 + 129.5^2} = 156.6\ (\text{N/mm}^2) < f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2$（满足要求）

两个解法所得牛腿角焊缝的 h_f 不等，解法（1）需 $h_f = 14$ mm，而解法（2）中取 $h_f = 8$ mm即可。其差别主要是计算腹板角焊缝上端由弯矩产生的应力 σ_{fl} 因计算假定不同而两者不等。解法（2）中因采用了翼缘焊缝等效宽度而使惯性矩加大，最后使腹板角焊缝上端的 σ_{fl} 较解法（1）中小，但其结果比假定腹板仅承受剪应力大。本例题所用两个解法在设计实践中均有采用。

[例题 3-11] 一简支工作平台钢梁如图 3-44 所示，跨度 $l = 12$ m，16Mn 钢，承受均布恒荷载标准值 $g_k = 25$ kN/m（包括梁自重），均布活荷载标准值 $q_k = 85$ kN/m。跨间设置侧向

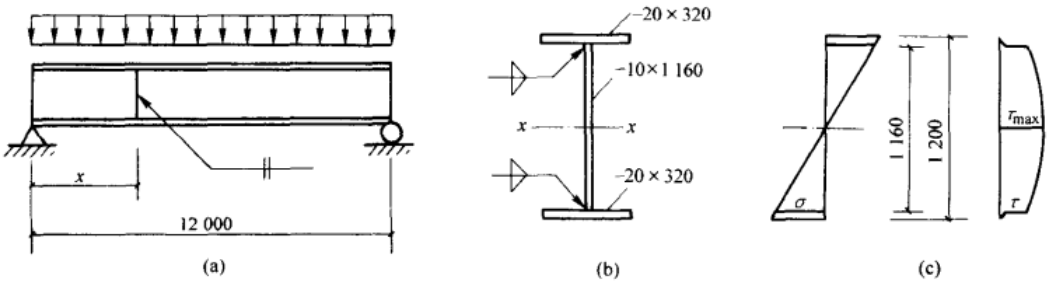


图 3-44 例题 3-11 图

支撑，保证梁不会发生侧扭屈曲。截面为焊接工字形，尺寸如图 3-44（b）所示，因所供材料不能满足腹板长度要求，需对腹板在离支座为 x 处采用对接焊缝进行拼接。手工焊，焊条为 E50 型，采用引弧板施焊，质量等级为三级。试求该拼接焊缝的位置 x。

[解]

（1）截面的几何特性

惯性矩

$$I_x = \frac{1}{12}(32 \times 120^3 - 31 \times 116^3) = 575\,685\ (\text{cm}^4)$$

一块翼缘板对 x 轴的面积矩

$$S_{x1} = 32 \times 2 \times (\frac{116}{2} + 1) = 3\,776\ (\text{cm}^3)$$

半个截面对 x 轴的面积矩

$$S_x = 3\,776 + \frac{1}{2} \times 116 \times 1 \times \frac{1}{4} \times 116 = 5\,458\ (\text{cm}^3)$$

（2）荷载及内力

均布荷载设计值

$$q = 1.2g_k + 1.4q_k = 1.2 \times 25 + 1.4 \times 85 = 149\ (\text{kN/m})$$

离支座为 x 的截面处的弯矩设计值和剪力设计值

$$M_x = \frac{1}{2}qlx - \frac{1}{2}qx^2 = \frac{1}{2} \times 149 \times 12x - \frac{1}{2} \times 149x^2$$

$$= 894x - 74.5x^2\ (\text{kN·m})$$

$$V_x = \frac{1}{2}ql - qx = \frac{1}{2} \times 149 \times 12 - 149x$$

$$= 894 - 149x\ (\text{kN})$$

腹板厚度为 10 mm，由附表 1-2 查得 16Mn 钢的 $f_t^w = 265\ \text{N/mm}^2$，$f_v^w = 180\ \text{N/mm}^2$。

离支座为 x 处腹板拼接后由焊缝 f_t^w 控制所能承受的弯矩设计值

$$M_x = f_t^w \frac{I_x}{y} = 265 \times \frac{575\,685 \times 10^4}{1\,160/2} \times 10^{-6} = 2\,630\ (\text{kN·m})$$

（3）求解 x

由作用弯矩与承受弯矩相等来求 x

有　　$894x - 74.5x^2 = 2\,630$

解得

$$x = \frac{894 - \sqrt{894^2 - 4 \times 74.5 \times 2\,630}}{2 \times 74.5} = 5.165\ (\text{m})$$

即腹板的对接焊缝拼接可位于 $x \leqslant 5.165$ m 处。

（4）验算

离支座为 $x = 5.165$ m 处截面上的剪应力和折算应力

$$V_x = 894 - 149x = 894 - 149 \times 5.165 = 124.4\ (\text{kN})$$

焊缝高度中点处的剪应力

$$\tau_{max} = \frac{V_x S_x}{I_x t_w} = \frac{124.4 \times 10^3 \times 5\,458 \times 10^3}{575\,685 \times 10^4 \times 10}$$

$= 11.8\ (\text{N/mm}^2) < f_v^w = 180\ \text{N/mm}^2$（满足要求）

焊缝下端的剪应力

$$\tau = \frac{V_x S_{x1}}{I_x t_w} = \frac{124.4 \times 10^3 \times 3\,776 \times 10^3}{575\,685 \times 10^4 \times 10} = 8.2\ (\text{N/mm}^2)$$

焊缝下端处的折算应力

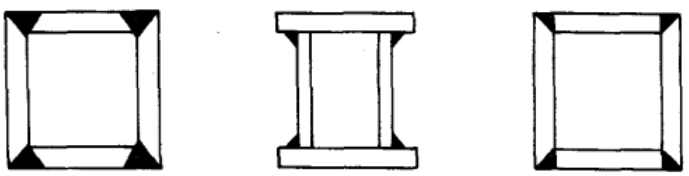
$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{265^2 + 3 \times 8.2^2}$$

$= 265.4\ (\text{N/mm}^2) < 1.1 f_t^w = 1.1 \times 265 = 291.5\ (\text{N/mm}^2)$（满足要求）

本例题中求得的 $x = 5.165$ m 与跨度中点截面 $x = 6.0$ m 极接近，故剪力 $V = 124.4$ kN，其值甚小，焊缝高度中点的剪应力和焊缝下端的折算应力一般都会满足条件。

3. 部分焊透的对接焊缝的计算

当受力很小，焊缝主要起联系作用，或焊缝受力虽然较大，但采用焊透的对接焊缝将使强度不能充分发挥时，可采用部分焊透的对接焊缝。例如用四块较厚的板焊成箱形截面的轴心受压构件，采用图 3-45（a）所示的焊透对接与角接组合焊缝是不必要的；如采用角焊缝（图 3-45（b）），外形又不平整；采用部分焊透的对接与角接组合焊缝（图 3-45（c）），可以省工省料，较为美观大方。



(a)　(b)　(c)

图 3-45　箱形截面轴心受压构件的焊缝连接

部分焊透的对接焊缝必须在设计图上注明坡口的形式和尺寸。坡口形式分 V 形（图 3-46（a））、单边 V 形和 K 形（图 3-46（b）、（c））、U 形（图 3-46（d））和 J 形（图 3-46（e））。由图可见，部分焊透的对接焊缝实际上可视为在坡口内焊接的角焊缝，故其强度计算方法与前述直角角焊缝相同，在垂直于焊缝长度方向的压力作用下，取 $\beta_f = 1.22$，其他受力情况取 $\beta_f = 1.0$。

对 U 形、J 形和坡口角 $\alpha > 60°$的 V 形坡口，焊缝计算厚度 h_e 等于焊缝根部至焊缝表面（不考虑余高）的最短距离 s，即

$$h_e = s \tag{3-35}$$

对于 $\alpha < 60°$的 V 形坡口焊缝，考虑到焊缝根部处不易焊满，因而将 h_e 降低，取

$$h_e = 0.75s \tag{3-36}$$

对单边 V 形和 K 形坡口焊缝，$\alpha = 45° \pm 5°$时，取

$$h_e = s - 3\ \text{mm} \tag{3-37}$$

当熔合线处焊缝截面边长等于或接近于最短距离 s 时（图 3-46（b）、（c）、（e）），应验算焊缝在熔合线上的抗剪强度，其强度设计值取 0.9 倍角焊缝的强度设计值。

部分焊透对接焊缝的最小计算厚度为 $1.5\sqrt{t_2}$，t_2 为坡口所在焊件的较大厚度（mm）。

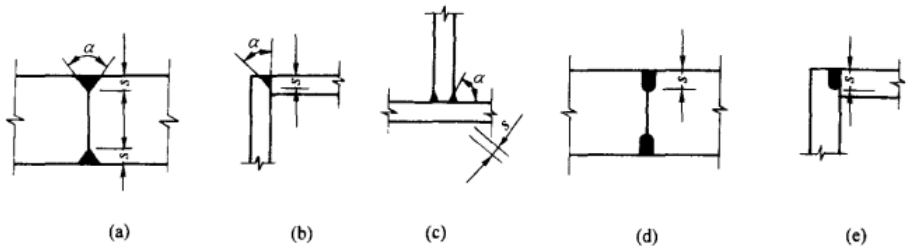


图 3-46　部分焊透对接焊缝的截面形式

［**例题 3-12**］　一轴心受压的箱形截面柱，承受静力荷载，外尺寸为 400 × 400 mm，板厚 50 mm，如图 3-47 所示。板件间采用单边 V 形坡口部分焊透的对接与角接组合焊缝相连，坡口角度 $\alpha = 45°$。钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型。试确定此焊缝的 s 值。

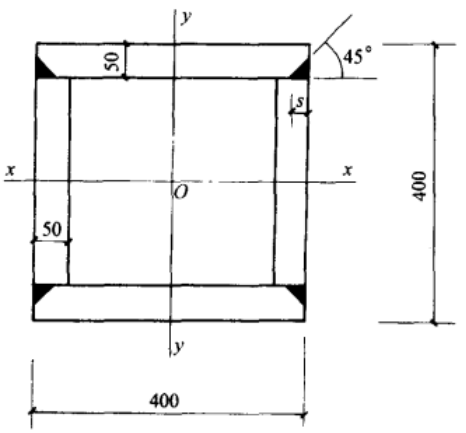


图 3-47　例题 3-12 图

［**解**］

轴心受压柱箱形截面各板件间的焊缝连接主要起联系作用，仅当构件弯曲时才受到剪力的作用，且所受剪力不大，符合采用部分焊透对接焊缝连接的条件。

（1）构造要求

焊缝计算厚度　　$h_e \geqslant 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{50} = 10.6$（mm）

对 $\alpha = 45°$（即 $< 60°$）的 V 形坡口，$h_e = 0.75s$，故构造要求最小 s 值为

$$s = \frac{h_e}{0.75} = \frac{10.6}{0.75} = 14.1\ (\text{mm})$$

采用 $s = 16$ mm。

（2）焊缝强度计算

角焊缝强度设计值　　$f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2$

单边 V 形坡口的部分焊透对接焊缝抗剪强度设计值　　$0.9f_f^w = 0.9 \times 160 = 144\ (\text{N/mm}^2)$

轴心受压柱中的剪力（见第四章第六节）

$$V = \frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}}$$

柱截面面积　　$A = 40 \times 40 - 30 \times 30 = 700\ (\text{cm}^2)$

对厚度为 50 mm 的 Q235 钢板，强度设计值 $f=200\ \text{N/mm}^2$，

故
$$V=\frac{700\times10^2\times200}{85}\sqrt{\frac{235}{235}}\times10^{-3}=164.7\ (\text{kN})$$

焊缝有效截面上的剪应力应满足

$$\frac{VS_x}{2h_eI_x}\leqslant0.9f_f^w=144\ \text{N/mm}^2$$

$$h_e=0.75s=0.75\times16=12\ (\text{mm})$$

一块钢板对 x—x 轴的面积矩

$$S_x=40\times5\times\left(20-\frac{5}{2}\right)=3\ 500\ (\text{cm}^3)$$

整个柱截面对 x—x 轴的惯性矩

$$I_x=\frac{1}{12}\times40\times40^3-\frac{1}{12}\times30\times30^3=145\ 833\ (\text{cm}^4)$$

则

$$\frac{VS_x}{2h_eI_x}=\frac{164.7\times10^3\times3\ 500\times10^3}{2\times12\times145\ 833\times10^4}=16.5\ (\text{N/mm}^2)<0.9f_f^w=144\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

由以上计算可知本例题中焊缝的 s 值是由构造要求控制而不是由强度控制。

[例题 3-13] 一工字形截面焊接组合梁，承受静力荷载，其端部支承加劲肋底部采用焊缝与梁的下翼缘板相连，需承受反力设计值 $R=800$ kN。梁截面及加劲肋尺寸均如图 3-48 所示。钢材为 16Mn，焊条为 E50 型，手工焊。试设计此连接焊缝。

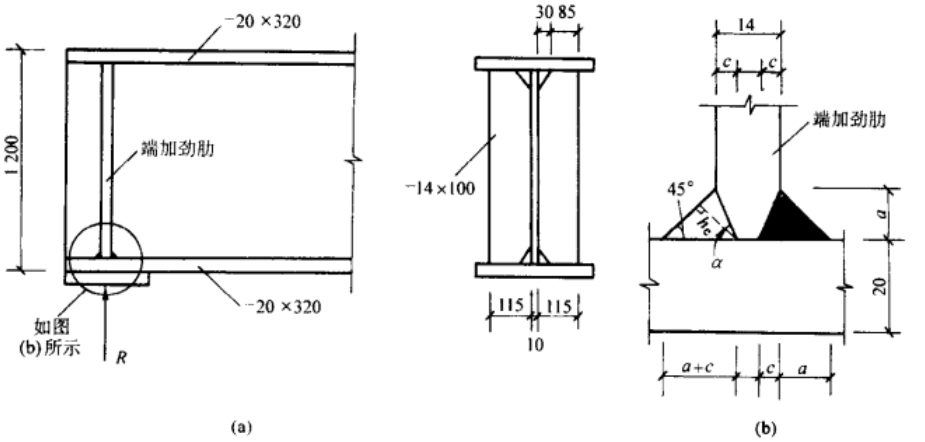


图 3-48 例题 3-13 图

[解]

采用部分焊透的对接与角接组合焊缝，如图 3-48（b）所示。

假设坡口角度 $\alpha>60°$，则焊缝有效厚度 $h_e=s$。

最大　$h_f = 1.2t_1 = 1.2 \times 14 = 16.8$（mm）

最小　$h_f = 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{20} = 6.7$（mm）

取　$h_f = 15$ mm。

端部焊缝共有四段，每段计算长度为 85 - 30 = 55（mm）。

16Mn 钢的角焊缝强度设计值　$f_f^w = 200$ N/mm^2

部分焊透的对接焊缝在垂直于焊缝长度方向受压，取 $\beta_f = 1.22$。

所需焊缝有效厚度

$$h_e = s \geqslant \frac{R}{\beta_f f_f^w \sum l_w} = \frac{800 \times 10^3}{1.22 \times 200 \times 4 \times 55} = 14.9 \text{（mm）}$$

由图 3-48（b），可见 $s = (a + c)\sin 45°$

因而需　$a + c = \dfrac{s}{\sin 45°} = \dfrac{14.9}{0.707} = 21.1$（mm）$\approx 21$ mm

取　$a = 16$ mm，坡口深度 $c = 5$ mm

坡口角度　$\tan\alpha = \dfrac{a}{c} = \dfrac{16}{5} = 3.2$

$\alpha = 72.65° > 60°$，与前假设相同。

从坡口根部至焊缝表面的距离

$$s = (a + c)\sin 45° = (16 + 5) \times 0.707 = 14.8 \text{（mm）}$$

焊缝有效厚度　$h_e = s = 14.8$ mm > 最小 $h_e = 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{20} = 6.7$（mm）

焊缝强度

$$\sigma = \frac{R}{\beta_f h_e \sum l_w} = \frac{800 \times 10^3}{1.22 \times 14.8 \times 4 \times 55} = 201.4 \text{（N/mm}^2\text{）} \approx f_f^w = 200 \text{ N/mm}^2$$

若本例题改用角焊缝，则所需焊脚尺寸

$$h_f = \frac{R}{4 \times 0.7 l_w \beta_f f_f^w} = \frac{800 \times 10^3}{4 \times 0.7 \times 55 \times 1.22 \times 200}$$

$$= 21.3 \text{（mm）} > \text{最大 } h_f = 1.2t_1 = 1.2 \times 14 = 16.8 \text{（mm）}$$

不满足构造要求，因而不能采用。

本题最佳的方案是把支承加劲肋端部刨平顶紧于梁的下翼缘板，依靠端面承压来传递支座反力 R。验算支承加劲肋端面的承压应力

$$\sigma_{ce} = \frac{R}{A_{ce}} = \frac{800 \times 10^3}{2 \times 85 \times 14} = 336.1 \text{（N/mm}^2\text{）} < f_{ce} = 400 \text{ N/mm}^2 \text{（满足要求）}$$

三、焊缝质量等级的选用

《钢结构设计规范》规定，焊缝应根据结构的重要性、荷载特性、焊缝形式、工作环境以及应力状态等情况，按下述原则分别选用不同的质量等级。

1）需要进行疲劳计算的构件中，凡对接焊缝均应焊透，其质量等级为：

①作用力垂直于焊缝长度方向的横向对接焊缝或 T 形对接与角接组合焊缝，受拉时应为

一级，受压时应为二级；

②作用力平行于焊缝长度方向的纵向对接焊缝应为二级。

2）在不需要进行疲劳计算的构件中，凡要求与主体金属等强的对接焊缝应予焊透，当受拉时其质量等级应不低于二级，受压时其质量等级宜为二级。

3）重级工作制和起重量 $Q \geqslant 50$ t 的中级工作制吊车梁的腹板与上翼缘板之间以及吊车桁架上弦杆与节点板之间的 T 形接头焊缝均要求焊透，焊缝形式一般为对接与角接的组合焊缝，其质量等级不应低于二级。

4）不要求焊透的 T 形接头采用的角焊缝或部分焊透的对接与角接组合焊缝，以及搭接连接采用的角焊缝，其质量等级为：

①对直接承受动力荷载且需要验算疲劳的结构和吊车起重量等于或大于 50 t 的中级工作制吊车梁，焊缝的外观质量标准应符合二级；

②对其他结构，焊缝的外观质量标准可为三级。

第六节　焊接应力和焊接变形

一、焊接残余应力的分类和产生的原因

焊接过程是一个先局部加热，然后再冷却的过程。焊件在焊接时产生的变形称为热变形。焊件冷却后产生的变形称为焊接残余变形，这时焊件中的应力称为焊接残余应力。焊接应力包括沿焊缝长度方向的纵向焊接应力、垂直于焊缝长度方向的横向焊接应力和沿厚度方向的焊接应力。

1. 纵向焊接应力

在施焊时，焊件上产生不均匀的温度场，焊缝及其附近温度最高，可达 1 600℃以上，而邻近区域温度则急剧下降，如图 3-49（a）、（b）所示。不均匀的温度场产生不均匀的膨胀。温度高的钢材膨胀大，但受到两侧钢材限制而产生纵向拉应力。在低碳钢和低合金钢中，这种拉应力经常达到钢材的屈服点。焊接应力是一种无荷载作用下的应力，因此会在焊件内部自平衡，这就必然在距焊缝稍远区段内产生压应力（图 3-49（c））。

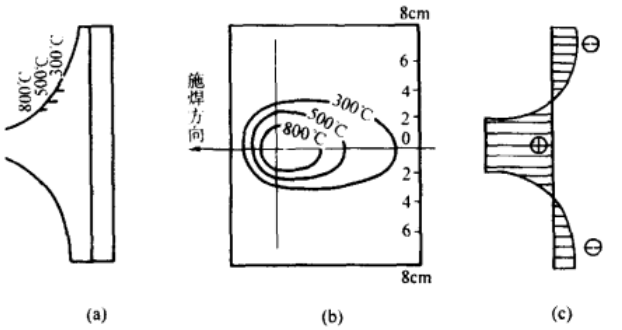


图 3-49　施焊时焊缝及其附近的温度场和焊接残余应力

2. 横向焊接应力

横向焊接应力产生的原因有二：一是由于焊缝纵向收缩，使两块钢板趋向于形成反方向的弯曲变形（图 3-50（a）），但实际上焊缝将两块钢板连成整体，不能分开，于是两块板的中间产生横向拉应力，而两端则产生压应力（图 3-50（b））。二是由于先焊的焊缝已经凝固，阻止后焊焊缝在横向自由膨胀，使其发生横向的塑性压缩变形。当焊缝冷却时，后焊焊缝的收缩受到已凝固的焊缝限制而产生横向拉应力，而先焊部分则产生横向压应力，因应力自相平衡，更远处的焊缝则受拉应力（图 3-50（c））。焊缝的横向应力就是上述两种原因产生的应力合成的结果（图 3-50（d））。

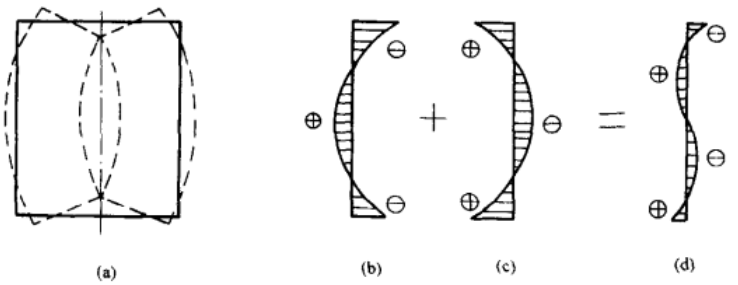


图 3-50　焊缝的横向焊接应力

3. 厚度方向的焊接应力

在厚钢板的焊接连接中，焊缝需要多层施焊。因此，除有纵向和横向焊接应力 σ_x、σ_y 外，还存在着沿钢板厚度方向的焊接应力 σ_z（图 3-51）。这三种应力形成同号三向应力，将大大降低连接的塑性。

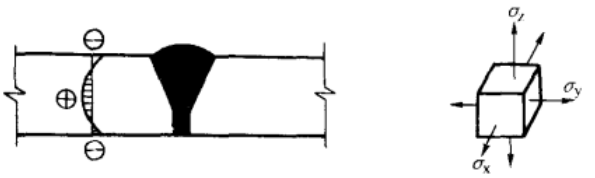


图 3-51　厚板中的焊接残余应力

二、焊接残余应力对结构性能的影响

1. 对结构静力强度的影响

对在常温下工作并具有一定塑性的钢材，在静荷载作用下，焊接应力是不会影响结构的静力强度的。设轴心受拉构件在受荷前（$N=0$）截面上就存在纵向焊接应力，并假设其分布如图 3-52（a）所示，截面 bt 部分的焊接拉应力已达屈服点 f_y，在轴心力 N 作用下，应力不再增加，如果钢材具有一定的塑性，拉力 N 就仅由受压的弹性区承担。两侧受压区应力由原来受压逐渐变为受拉，最后应力也达到屈服点 f_y，此时全截面应力都达到 f_y（图 3-52（b））。

由于焊接应力自相平衡，故

$$(B-b)t\sigma = btf_y$$

构件全截面达到屈服点 f_y 时所承受的外力

$$N=(B-b)t(\sigma+f_y)=(B-b)t\sigma+Btf_y-btf_y=Btf_y$$

无焊接应力且无应力集中时，当全截面上的应力达到 f_y 时所承受的外力为

$$N = Btf_y$$

由以上两式可知，有焊接应力构件的承载能力和无焊接应力者完全相同，即焊接应力不影响结构的静力强度。

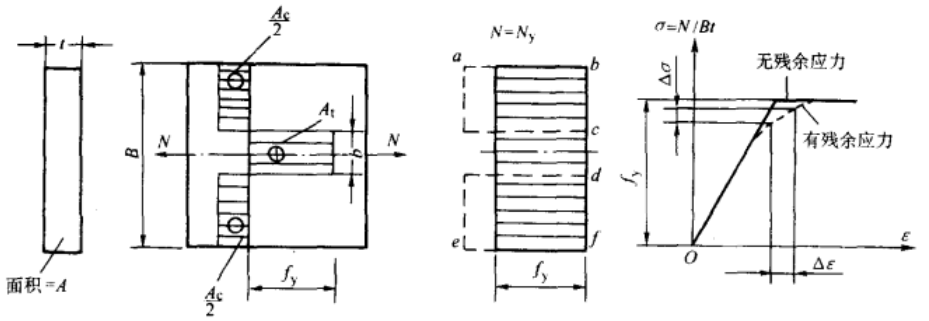


图 3-52　具有焊接残余应力的轴心受拉构件加荷时应力的变化情况

2. 对结构刚度的影响

构件上存在焊接残余应力会降低结构的刚度。现仍以轴心受拉构件为例加以说明（图 3-52（a））。由于截面 bt 部分的拉应力已达到 f_y，这部分刚度为零，因而构件在拉力 N 作用下的应变增量

$$\varepsilon_1 = \frac{N}{(B-b)\ tE}$$

如构件上无焊接残余应力存在时，则构件在拉力作用下的应变增量

$$\varepsilon_2 = \frac{N}{BtE}$$

由于 $B - b < B$，所以 $\varepsilon_1 > \varepsilon_2$，即焊接残余应力的存在增大了结构的变形，故降低了结构的刚度。

3. 对受压构件稳定承载力的影响

焊接残余应力使构件的有效面积和有效惯性矩减小，即构件的刚度减小，从而必定降低其稳定承载能力。

4. 对低温冷脆的影响

在厚板或具有交叉焊缝（图 3-53）的情况下，将产生三向焊接拉应力，阻碍了塑性变形的发展，增加了钢材在低温下的脆断倾向。因此，降低或消除焊缝中的残余应力是改善结构低温冷脆性能的重要措施之一。

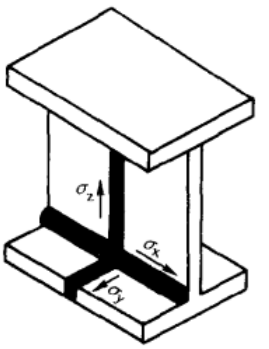


图 3-53　三向焊接残余应力

5. 对疲劳强度的影响

在焊缝及其附近的主体金属残余拉应力通常达到钢材的屈服点，而此部位正是形成和发展疲劳裂纹最为敏感的区域。因此，焊接残余应力对结构的疲劳强度有明显的不利影响。

三、焊接变形

在焊接过程中，由于不均匀的加热和冷却，焊接区在纵向和横向收缩时，势必导致构件

产生局部鼓曲、弯曲、歪曲和扭转等。焊接变形如图 3-54 所示，包括纵、横收缩（图 3-54（a））、弯曲变形（图 3-54（b））、角变形（图 3-54（c））、波浪变形（图 3-54（d））和扭曲变形（图 3-54（e））等，通常是几种变形的组合。任一焊接变形超过《钢结构工程施工质量验收规范》的规定时，必须进行校正，以免影响构件在正常使用条件下的承载能力。

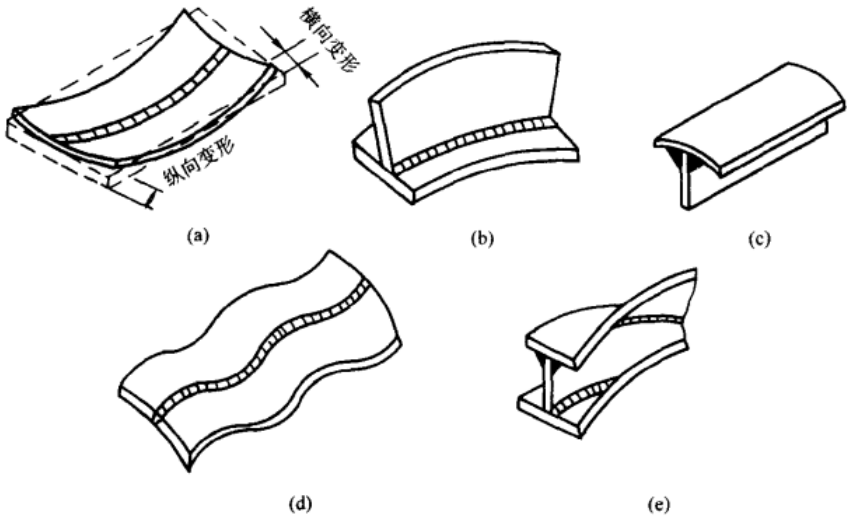


图 3-54　焊接变形

四、减少焊接应力和焊接变形的措施

1. 设计措施

1）尽可能使焊缝对称于构件截面的中性轴，以减小焊接变形，如图 3-55（a）和图 3-55（b)所示的情况。

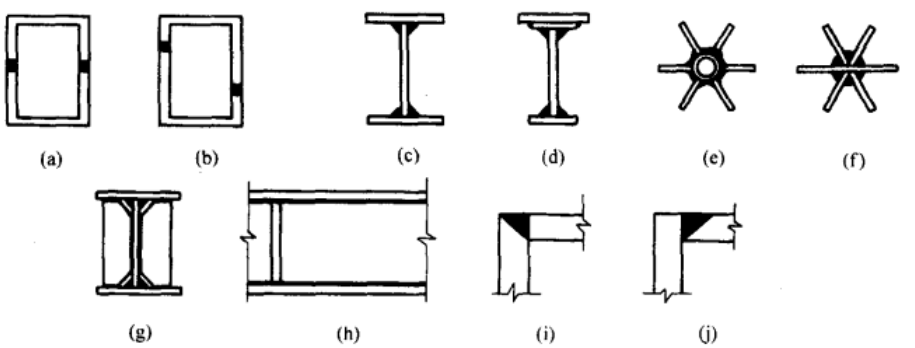


图 3-55　减小焊接应力和变形影响的设计措施

2）采用适宜的焊脚尺寸和焊缝长度（图 3-55（c）、（d））。

3）焊缝不宜过分集中，当几块钢板交汇一处进行连接时，应采取图 3-55（e）的方式。如采用图 3-55（f）的方式，由于热量高度集中，会引起过大的焊接变形，同时焊缝及主体金属也会发生组织改变。

4）尽量避免两条或三条焊缝垂直交叉。例如梁腹板加劲肋与腹板及翼缘的连接焊缝应中断，以保证主要的焊缝（翼缘与腹板的连接焊缝）连续通过（图 3-55（g）、（h））。

5）尽量避免在母材厚度方向的收缩应力（图 3-55（j）），应采用图 3-55（i）的形式。

2. 工艺措施

1）采取合理的施焊次序。例如钢板对接时采用分段退焊（图 3-56（a）），厚焊缝采用分层焊（图 3-56（b）），工字形截面按对角跳焊（图 3-56（c）），钢板分块拼接（图 3-56（d））等。

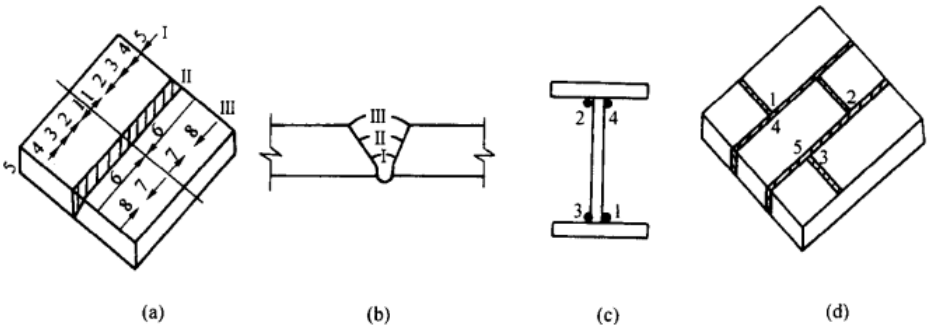


图 3-56　合理的施焊次序

2）采用反变形。施焊前给构件以一个与焊接变形反方向的预变形，使之与焊接所引起的变形相抵消，从而达到减小焊接变形的目的。

3）对于小尺寸焊件，焊前预热，或焊后回火加热至 600℃左右，然后缓慢冷却，可以消除焊接应力和焊接变形。也可采用刚性固定法将构件加以固定来限制焊接变形，但却增加了焊接残余应力。

第七节　螺栓和铆钉连接的排列和构造要求

一、螺栓和铆钉的排列

螺栓和铆钉的排列通常分为并列和错列两种形式。并列（图 3-57（a））比较简单整齐，布置紧凑，所用连接板尺寸小，但对构件截面的削弱较大；错列（图 3-57（b））可以减小栓孔对截面的削弱，但螺栓排列松散，连接板尺寸较大。

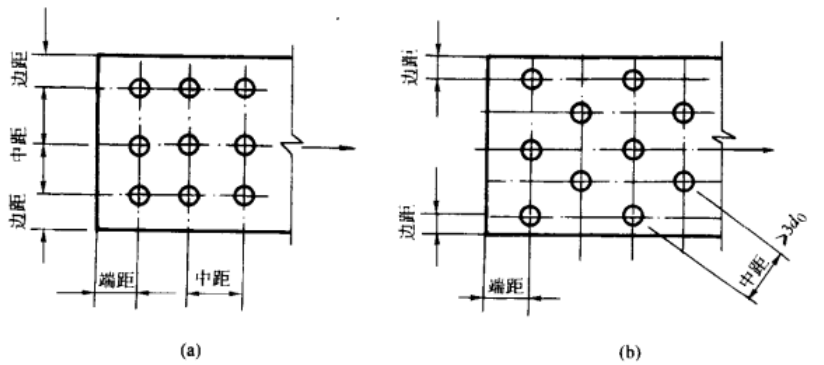


图 3-57　钢板的螺栓（铆钉）排列

螺栓在构件上的排列应考虑以下要求。

（1）受力要求

垂直于受力方向：对于受拉构件，各排螺栓的中距及边距不能过小，以免使螺栓周围应力集中相互影响，同时使钢板的截面削弱过多，降低其承载能力。

在顺力作用方向：端距应按被连接件材料的抗挤压及抗剪切等强度条件确定，以使钢板在端部不致被螺栓冲剪破坏，端距不应小于 $2d_0$；受压构件上的中距不宜过大，否则在被连接板件间容易发生鼓曲现象。

（2）构造要求

中距及边距不宜过大，否则连接板件间不能紧密贴合，潮气侵入缝隙易使钢材锈蚀。

（3）施工要求

要保证有一定空间，便于打铆和采用扳手拧紧螺帽。根据扳手尺寸和工人的施工经验，规定最小中距为 $3d_0$。

根据以上要求，《钢结构设计规范》规定的连接板件上螺栓和铆钉的容许距离见图 3-57 及表 3-3。螺栓沿型钢长度方向排列的间距，除应满足表 3-3 中的最大或最小距离外，尚应充分考虑拧紧螺栓时的净空要求。在角钢、普通工字钢、槽钢截面上排列螺栓和铆钉的线距应分别满足图 3-58（a）、（b）和（c）及表 3-4、表 3-5 和表 3-6 的要求。在 H 型钢截面上排列螺栓和铆钉的线距（图 3-58（d）），腹板上的 c 值可参照普通工字钢，翼缘上的 e 值或 e_1、e_2 值可根据其外伸宽度参照角钢。

表 3-3　螺栓或铆钉的最大、最小容许距离

名称	位置和方向			最大容许距离 （取两者的较小值）	最小容许距离
中心间距	外排（垂直内力方向或顺内力方向）			$8d_0$ 或 $12t$	$3d_0$
	中间排	垂直内力方向		$16d_0$ 或 $24t$	
		顺内力方向	构件受压力	$12d_0$ 或 $18t$	
			构件受拉力	$16d_0$ 或 $24t$	
	沿对角线方向				
中心至构件边缘距离	顺内力方向			$4d_0$ 或 $8t$	$2d_0$
	垂直内力方向	剪切边或手工气割边			$1.5d_0$
		轧制边、自动气割或锯割边	高强度螺栓		
			其他螺栓或铆钉		$1.2d_0$

注：1. d_0 为螺栓孔或铆钉孔直径，t 为外层较薄板件的厚度；

2. 钢板边缘与刚性构件（如角钢、槽钢等）相连的螺栓或铆钉的最大间距，可按中间排的数值采用。

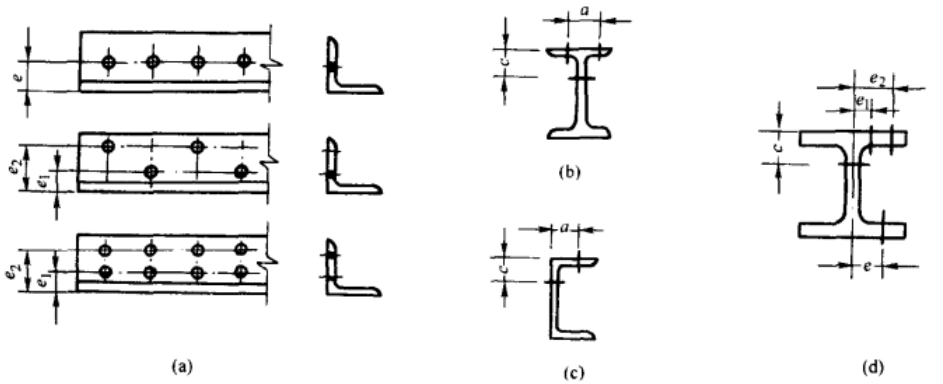


图 3-58　型钢的螺栓（铆钉）排列

表 3-4　角钢上的螺栓或铆钉线距　　(mm)

单行排列	角钢肢宽	40	45	50	56	63	70	75	80	90	100	110	125
	线距 e	25	25	30	30	35	40	40	45	50	55	60	70
	钉孔最大直径	11.5	13.5	13.5	15.5	17.5	20	22	22	24	24	26	26

双行错排	角钢肢宽	125	140	160	180	200	双行并列	角钢肢宽	160	180	200
	e_1	55	60	70	70	80		e_1	60	70	80
	e_2	90	100	120	140	160		e_2	130	140	160
	钉孔最大直径	24	24	26	26	26		钉孔最大直径	24	24	26

表 3-5　工字钢和槽钢腹板上的螺栓线距　　(mm)

工字钢型号	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	45	50	56	63
线距 a_{min}	40	45	45	45	50	50	55	60	60	65	70	75	75	75	75
槽钢型号	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	—	—	—	—
线距 c_{min}	40	45	50	50	55	55	55	60	65	70	75	—	—	—	—

表 3-6　工字钢和槽钢翼缘上的螺栓线距　　(mm)

工字钢型号	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	45	50	56	63
线距 a_{min}	40	40	50	55	60	65	65	70	75	80	80	85	90	95	95
槽钢型号	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	—	—	—	—
线距 a_{min}	30	35	35	40	40	45	45	45	50	56	60	—	—	—	—

螺栓连接除了满足上述螺栓排列的容许距离外，根据不同情况尚应满足下列构造要求。

1）为了使连接可靠，每一杆件在节点上以及拼接接头的一端，永久性螺栓数不宜少于两个。但根据实践经验，对于格构式构件的缀条，其端部连接可采用一个螺栓。

2）对直接承受动力荷载的普通螺栓连接应采用双螺帽或其他防止螺帽松动的有效措施。例如采用弹簧垫圈，或将螺帽和螺杆焊死等方法。

3）由于 C 级螺栓与孔壁有较大间隙，只宜用于沿其杆轴方向受拉的连接。承受静力荷载结构的次要连接、可拆卸结构的连接和临时固定构件用的安装连接中，也可采用 C 级螺栓承受剪力。

4）型钢构件的拼接采用高强度螺栓连接时，由于型钢的抗弯刚度较大，不能保证摩擦面紧密贴合，故不能采用型钢作为拼接件，而应采用钢板。

5）在高强度螺栓连接范围内，构件接触面的处理方法应在施工图中说明。

在下列情况的连接中，由于连接工作情况较差，螺栓或铆钉的数目应予增加。

1）一个构件借助填板或其他中间板件与另一构件连接的螺栓（摩擦型连接的高强度螺栓除外）或铆钉数目，应按计算增加 10%。

2）当采用搭接或拼接板的单面连接传递轴心力，因偏心引起连接部位发生弯曲时，螺栓（摩擦型连接的高强度螺栓除外）或铆钉数目，应按计算增加 10%。

3）在构件的端部连接中，当利用短角钢连接型钢（角钢或槽钢）的外伸肢以缩短连接长度时，在短角钢两肢中的一肢上，所用的螺栓或铆钉数目应按计算增加 50%。

4）当铆钉连接的铆合总厚度超过铆钉孔径的5倍时，总厚度每超过2 mm，铆钉数目应按计算增加1%（至少应增加一个铆钉），但铆合总厚度不得超过铆钉孔径的7倍。

二、螺栓、螺栓孔图例

在钢结构施工图上需要将螺栓、螺栓孔的施工要求，用图形表示清楚，以免引起混淆。表3-7为常用的螺栓、螺栓孔图例。

表3-7　螺栓、螺栓孔图例

序号	名称	图例	说明
1	永久螺栓		1. 细“+”线表示定位线。 2. 必须标注螺栓、螺栓孔直径。
2	安装螺栓		
3	高强度螺栓		
4	螺栓圆孔		
5	椭圆形螺孔		

第八节　普通螺栓连接的工作性能和计算

一、普通螺栓的抗剪连接

1. 普通螺栓抗剪连接的工作性能

抗剪连接是最常见的螺栓连接。以图3-59（a）所示的螺栓连接试件做抗剪试验，则可得出试件上 a、b 两点之间的相对位移 δ 与作用力 N 的关系曲线（图3-59（b））。由曲线可见，试件由零载一直加载至连接破坏的全过程，经历了以下三个阶段。

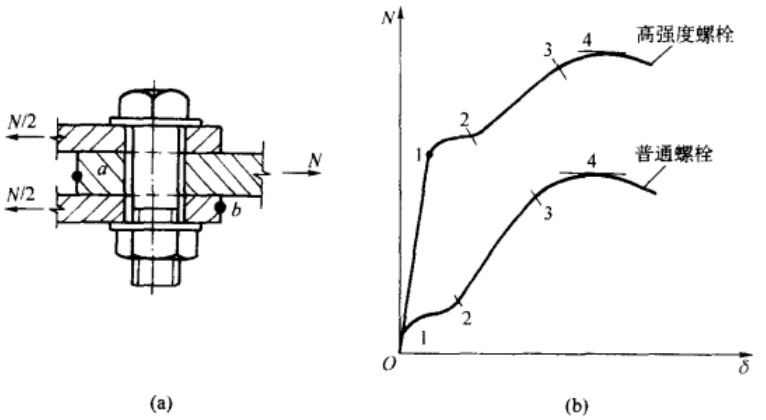


图3-59　单个螺栓的抗剪试验结果

（1）弹性阶段

施加荷载之初，连接中的剪力较小，荷载靠板件接触面间的摩擦力传递，螺栓杆与孔壁之间的间隙保持不变，连接工作处于弹性阶段，在 $N—\delta$ 图上呈现出 01 斜直线段。但由于板件间摩擦力的大小取决于拧紧螺帽时在螺杆中的初始拉力，一般说来，普通螺栓的初应力很小，故此阶段很短，可略去不计。

（2）相对滑移阶段

当荷载增大，连接中的剪力达到板件间摩擦力的最大值，板件间产生相对滑移，其最大滑移量为螺栓杆与孔壁之间的间隙，直至螺栓杆与孔壁接触，表现为 $N—\delta$ 曲线上的 12 线段。

（3）弹塑性阶段

荷载继续增加，连接所承受的外力主要靠螺栓与孔壁接触传递。螺栓杆除主要受剪力外，还承受弯矩和轴向拉力，而孔壁则受到挤压。由于材料的弹性，也由于螺栓杆的伸长受到螺帽的约束，增大了板件间的压紧力，使板件间的摩擦力增大，所以 $N—\delta$ 曲线呈上升状态。达到“3”点时，表明螺栓或连接板达到弹性极限。

荷载继续增加，在此阶段荷载即使有很小的增量，连接的剪切变形也迅速加大，直到连接的最后破坏。$N—\delta$ 图上曲线的最高点“4”所对应的荷载即为普通螺栓连接的极限荷载。

螺栓抗剪连接达到极限承载力时，可能的破坏形式有四种：

①当栓杆直径较小而板件较厚时，栓杆可能被剪断（图 3-60（a））；

②当栓杆直径较大、板件较薄时，板件可能被挤坏（图 3-60（b）），由于栓杆和板件的挤压是相对的，故也把这种破坏叫做螺栓承压破坏；

③板件截面可能因螺栓孔削弱太多而被拉断（图 3-60（c））；

④端距太小，端距范围内的板件可能被栓杆冲剪破坏（图 3-60（d））。

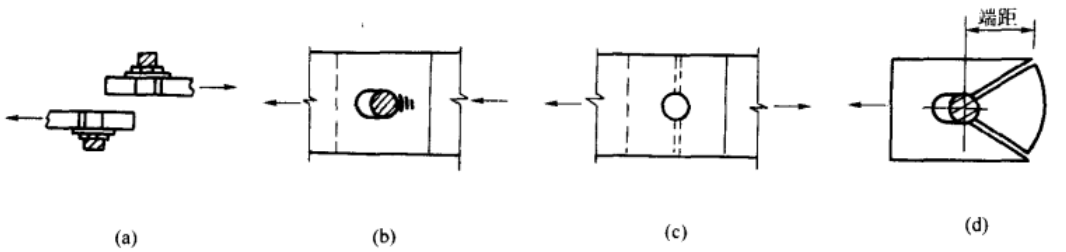


图 3-60　螺栓抗剪连接的破坏形式

第③种破坏形式属于构件的强度计算，第④种破坏形式通过限制螺栓端距大于或等于 $2d_0$ 加以避免。因此，抗剪螺栓连接的计算只考虑第①、②种破坏形式。

2. 一个普通螺栓的抗剪承载力

普通螺栓连接的抗剪承载力，应考虑螺栓杆受剪和孔壁承压两种情况。假定螺栓受剪面上的剪应力是均匀分布的，则一个普通螺栓的抗剪承载力设计值

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \tag{3-38}$$

式中：n_v——受剪面数目（图 3-61（a）为单剪，图（b）为双剪，图（c）为四剪面，单剪 $n_v=1$，双剪 $n_v=2$，四剪 $n_v=4$，依此类推）；

d——螺栓杆直径（螺栓的公称直径），对铆接取孔径 d_0；

f_v^b——螺栓抗剪强度设计值，按附表 1-3 采用，对铆接取 f_v^r。

由于螺栓的实际承压应力分布情况难以确定，为简化计算，假定螺栓承压应力分布于螺栓直径平面上（图 3-62），而且假定该承压面上的应力均匀分布，则一个普通螺栓的承压承载力设计值式为

$$N_c^b = d\sum t f_c^b \tag{3-39}$$

式中：$\sum t$——在同一受力方向的承压构件的较小总厚度，如图 3-61 中，对于四剪面 $\sum t$ 取（a + c + e）和（b + d）的较小值；

f_c^b——螺栓承压强度设计值，按附表 1-3 采用，对铆接取 f_c^r。

一个螺栓抗剪的承载力设计值取 N_v^b 和 N_c^b 的较小值 N_{min}^b。

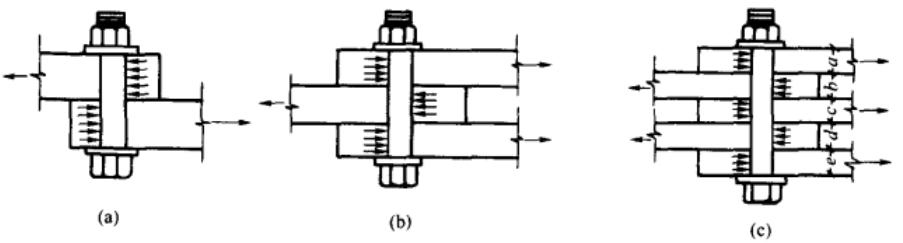


图 3-61　抗剪螺栓连接

3. 轴心剪力作用的普通螺栓群计算

试验表明，螺栓群的抗剪连接承受轴心力时，沿长度方向螺栓受力不均匀（图 3-63），两端受力大，而中间受力小。当沿受力方向的连接长度 $l_1 \leqslant 15d_0$（螺孔直径）时，连接工作进入弹塑性阶段后，内力发生重分布，螺栓群中各螺栓受力逐渐均匀，故可认为轴心力 N 由每个螺栓平均分担，即螺栓数

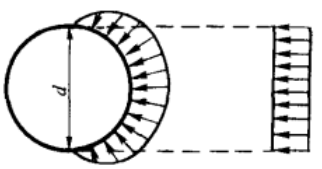


图 3-62　螺栓承压的计算承压面积

$$n = \frac{N}{N_{min}^b} \tag{3-40}$$

式中：N——作用于螺栓群的轴心力设计值。

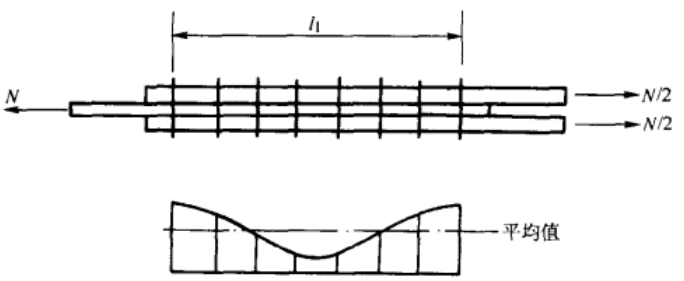


图 3-63　连接螺栓的内力分布

当 $l_1 > 15d_0$ 时，连接工作进入弹塑性阶段后，各螺杆所受内力不易均匀，端部螺栓首先达到极限强度而破坏，随后由外向里依次破坏。因此，为防止端部螺栓提前破坏，当 $l_1 > 15d_0$ 时，螺栓的抗剪和承压承载力设计值应乘以折减系数 η 予以降低。η 由下式计算

$$\eta = 1.1 - \frac{l_1}{150 d_0} \tag{3-41}$$

当 $l_1 > 60 d_0$ 时，取 $\eta = 0.7$。

螺栓连接中，力的传递可由图 3-64 说明：左边板件所承担的 N 力，通过左边螺栓群传至两块拼接板，再由两块拼接板通过右边螺栓群传至右边板件，这样左右板件内力平衡。在力的传递过程中，各部分承力情况，如图 3-64（c）所示，板件在截面 1-1 处承受全部 N 力，在截面 1-1 和 2-2 之间则只承受 $2N/3$，因为 $N/3$ 已经通过第 1 列螺栓传给拼接板。

由于螺栓孔削弱了板件的截面，为防止板件在净截面处被拉断，需要验算净截面的强度

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leqslant f \tag{3-42}$$

式中：A_n——净截面面积。其计算方法分析如下。

图 3-64（a）所示的并列螺栓排列，以左半部分为例，截面 1-1、2-2、3-3 的净截面面积均相同。相对于板件来说，根据传力情况，截面 1-1 受力为 N，截面 2-2 受力为 $N - \frac{n_1}{n}N$，截面 3-3 受力为 $N - \frac{n_1 + n_2}{n}N$，以截面 1-1 受力最大。其净截面面积

$$A_n = t(B - n_1 d_0) \tag{3-43}$$

对于拼接板来说，以截面 3-3 受力最大，其净截面面积

$$A_n = 2t_1(B - n_3 d_0) \tag{3-44}$$

式中：n——左半部分螺栓总数；

n_1，n_2，n_3——分别为截面 1-1、2-2、3-3 处螺栓；

d_0——螺栓孔径。

图 3-64（b）所示的错列螺栓排列，对于板件不仅需要考虑沿截面 1-1（正交截面）破坏的可能，此时按式（3-43）计算净截面面积，还需要考虑沿截面 2-2（折线截面）破坏的可能。

此时

$$A_n = t\left[2e_4 + (n_2 - 1)\sqrt{e_1^2 + e_2^2} - n_2 d_0\right] \tag{3-45}$$

式中：n_2——折线截面 2-2 上的螺栓数。

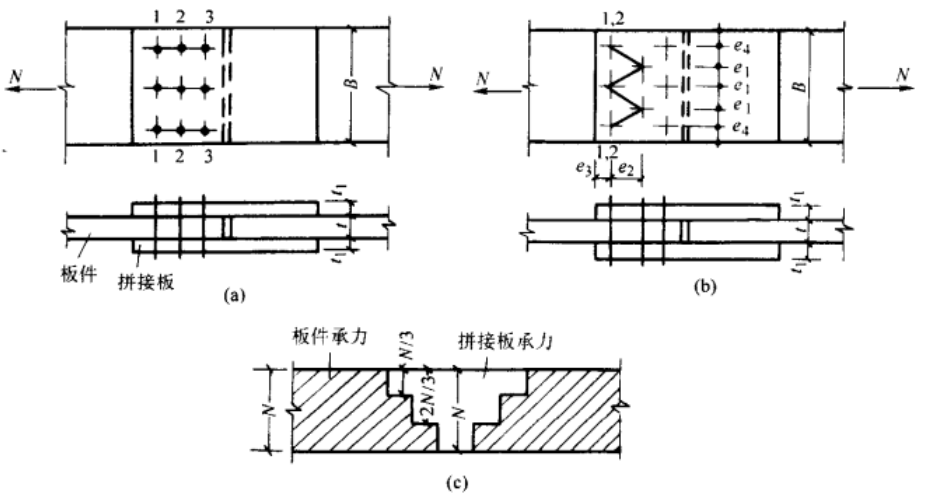


图 3-64　力的传递及净截面面积

计算拼接板的净截面面积时，其方法相同，只是计算的部位应在拼接板受力最大处。

[例题 3-14]　设计两角钢用 C 级普通螺栓的拼接，已知角钢型号为∟90×6，所承轴心拉力的设计值为 $N=175$ kN，采用拼接角钢型号与构件的相同，钢材为 Q235A，螺栓直径 $d=20$ mm，孔径 $d_0=21.5$ mm。

[解]

(1) 计算螺栓数量

一个螺栓的抗剪承载力设计值

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b = 1 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \times 140 \times 10^{-3} = 44.0\ (\text{kN})$$

一个螺栓的承压承载力设计值

$$N_c^b = d \sum t f_c^b = 20 \times 6 \times 305 \times 10^{-3} = 36.6\ (\text{kN})$$

连接一边所需螺栓数

$$n = \frac{N}{N_{min}^b} = \frac{175}{36.6} = 4.8\ (\text{个})，\text{取 5 个。}$$

连接构造如图 3-65（a）所示。

(2) 构件净截面强度验算

角钢的毛截面面积　　$A = 10.64\ \text{cm}^2$

将角钢按中线展开，如图 3-65（b）所示。截面Ⅰ-Ⅰ（正交截面）净面积

$$A'_n = A - n_1 d_0 t = 10.64 - 1 \times 2.15 \times 0.6 = 9.4\ (\text{cm}^2)$$

截面Ⅱ-Ⅱ（折线截面）净面积

$$A''_n = t\left[2e_4 + (n_2 - 1)\sqrt{e_1^2 + e_2^2} - n_2 d_0\right]$$

$$= 0.6 \times \left[2 \times 3.4 + (2-1)\sqrt{4^2 + 10.6^2} - 2 \times 2.15\right] = 8.3(\text{cm}^2)$$

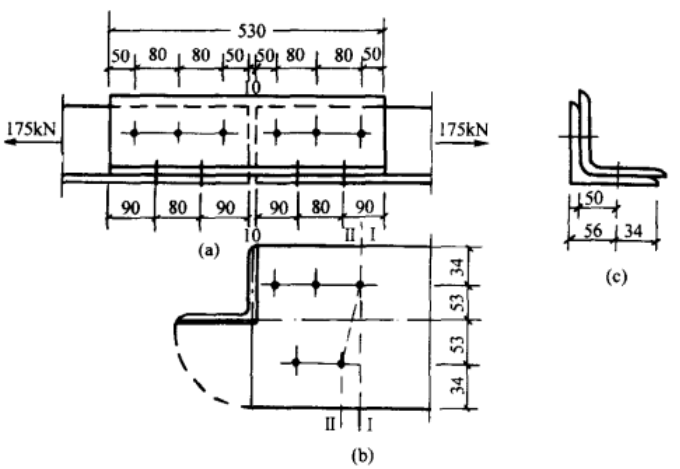


图 3-65　例题 3-14 图

故角钢的净截面强度

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{175 \times 10^3}{830} = 210.8\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

4. 扭矩作用的普通螺栓群计算

承受扭矩作用的螺栓群的连接计算：首先布置螺栓，然后计算受力最大螺栓所承受的剪力，再和一个抗剪螺栓的承载力设计值 N_{min}^{b} 进行比较。

计算时作如下假定：

1）被连接构件是刚性的，而螺栓则是弹性的；

2）各螺栓绕螺栓群形心 O 旋转（图 3-66），其受力大小与其至螺栓群形心的距离成正比，力的方向与其和螺栓群形心的连线垂直。

图 3-66 所示连接，螺栓群承受扭矩 T，使每个螺栓受剪。设各螺栓至其形心的距离分别为 r_1，r_2，r_3，…，r_n，所承受的剪力分别为 N_1^T，N_2^T，N_3^T，…，N_n^T。

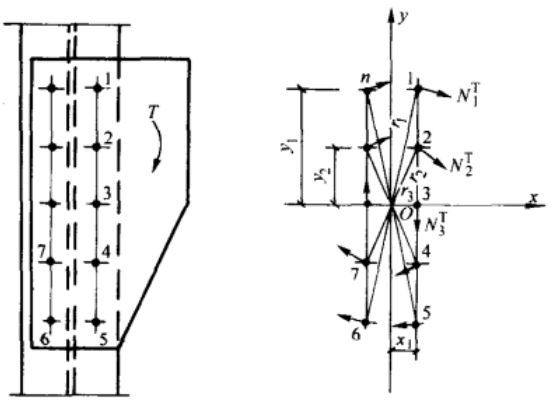


图 3-66　扭矩作用的螺栓群

由力的平衡条件，各螺栓的剪力对螺栓群形心 O 的力矩总和应等于外扭矩 T，故有

$$T = N_1^T r_1 + N_2^T r_2 + N_3^T r_3 + \cdots + N_n^T r_n \tag{a}$$

由于螺栓受力大小与其到 O 点的距离成正比，于是

$$\frac{N_1^T}{r_1} = \frac{N_2^T}{r_2} = \frac{N_3^T}{r_3} = \cdots = \frac{N_n^T}{r_n} \tag{b}$$

因而

$$N_2^T = N_1^T \frac{r_2}{r_1},\quad N_3^T = N_1^T \frac{r_3}{r_1},\quad \cdots,\quad N_n^T = N_1^T \frac{r_n}{r_1}$$

将式（b）代入式（a）得

$$T = \frac{N_1^T}{r_1}(r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + \cdots + r_n^2) = \frac{N_1^T}{r_1}\sum r_i^2 \tag{c}$$

则

$$N_1^T = \frac{T r_1}{\sum r_i^2} = \frac{T r_1}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} \tag{3-46}$$

为了计算简便，当螺栓布置成狭长带时，例如 $y_1 > 3x_1$ 时，r_1 趋近于 y_1，$\sum x_i^2$ 与 $\sum y_i^2$ 比较可忽略不计。因此，式（3-46）可简化为

$$N_1^T = \frac{T y_1}{\sum y_i^2} \tag{3-47}$$

设计时，受力最大的一个螺栓所承受的设计剪力 N_1^T 应不大于螺栓的抗剪承载力设计值 N_{min}^{b}，即

$$N_1^T \leqslant N_{min}^b \tag{3-48}$$

5. 扭矩、剪力和轴心力共同作用的普通螺栓群计算

图 3-67 所示的螺栓群，承受扭矩 T、剪力 V 和轴心力 N 的共同作用。设计时，通常先布置好螺栓，再进行验算。

在扭矩 T 作用下，螺栓 1、2、3、4 受力最大为 N_1^T，其在 x、y 两个方向的分力为

$$N_{1x}^T = N_1^T \frac{y_1}{r_1} = \frac{T y_1}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2}$$

$$N_{1y}^T = N_1^T \frac{x_1}{r_1} = \frac{T x_1}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2}$$

在剪力 V 和轴心力 N 作用下，螺栓均匀受力，每个螺栓受力为

$$N_{1y}^V = \frac{V}{n}$$

$$N_{1x}^N = \frac{N}{n}$$

以上各力对于螺栓都是剪力，故受力最大螺栓 1 承受的合力 N_1 应满足下式

$$N_1 = \sqrt{(N_{1x}^T + N_{1x}^N)^2 + (N_{1y}^T + N_{1y}^V)^2} \leqslant N_{min}^b \tag{3-49}$$

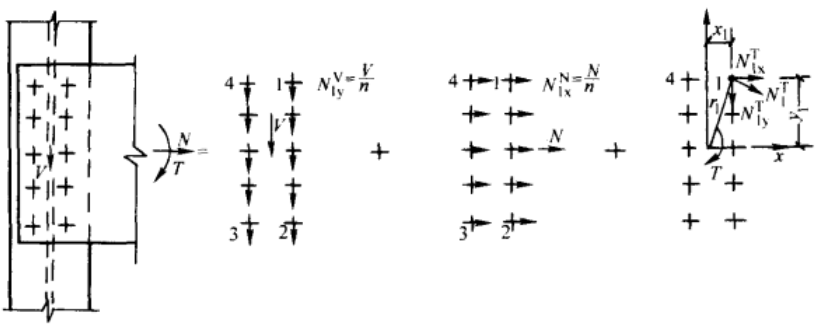


图 3-67　扭矩、剪力和轴心力共同作用的螺栓群

[例题 3-15]：试设计图 3-68 所示钢板的对接接头，钢板为 -18×600，钢材为 Q235A，承受的荷载设计值为：扭矩 $T=48$ kN·m，剪力 $V=250$ kN，轴心力 $N=320$ kN，采用 C 级螺栓，螺栓直径 $d=20$ mm，孔径 $d_0=21.5$ mm。

[解]

(1) 确定拼接板尺寸

采用 $2-10\times600$ 的拼接板，其截面面积为 $60\times1\times2=120$（cm^2），大于被拼接钢板的截面面积 $60\times1.8=108$（cm^2）。

(2) 螺栓计算

首先布置螺栓（图 3-68），然后进行验算。布置时可在容许的螺栓距离范围内，螺栓间水平距离取较小值，以减小拼接板的长度；竖向距离取较大值，以避免截面削弱过多。

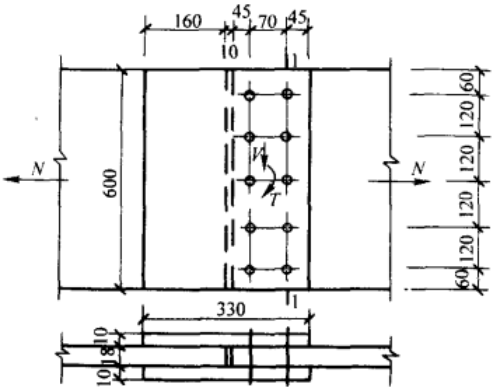


图 3-68　例题 3-15 图

一个螺栓的抗剪承载力设计值

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b = 2 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \times 140 \times 10^{-3} = 87.9 \text{（kN）}$$

$$N_c^b = d \sum t f_c^b = 20 \times 18 \times 305 \times 10^{-3} = 109.8 \text{（kN）}$$

$$N_{min}^b = 87.9 \text{ kN}$$

螺栓受力计算如下：

扭矩作用时，最外螺栓承受剪力最大

$$N_{1x}^T = \frac{T y_1}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} = \frac{48 \times 10^2 \times 24}{10 \times 3.5^2 + 4 \times (12^2 + 24^2)} = \frac{48 \times 10^2 \times 24}{3\,002.5} = 38.4 \text{（kN）}$$

$$N_{1y}^T = \frac{T x_1}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} = \frac{48 \times 10^2 \times 3.5}{3\,002.5} = 5.6 \text{（kN）}$$

剪力和轴心力作用时，每个螺栓承受剪力分别为

$$N_{1y}^V = \frac{V}{n} = \frac{250}{10} = 25 \text{（kN）}$$

$$N_{1x}^N = \frac{N}{n} = \frac{320}{10} = 32 \text{（kN）}$$

最外螺栓承受剪力合力

$$N_1 = \sqrt{(N_{1x}^T + N_{1x}^N)^2 + (N_{1y}^T + N_{1y}^V)^2}$$

$$= \sqrt{(38.4 + 32)^2 + (5.6 + 25)^2} = 76.8 \text{（kN）} < N_{min}^b = 87.9 \text{ kN（满足要求）}$$

（3）钢板净截面强度验算

钢板截面 1-1 面积最小，而受力较大，应校核这一截面强度。

1-1 截面的几何特性

$$A_n = t (b - n_1 d_0) = 1.8 \times (60 - 5 \times 2.15) = 88.7 \text{（cm}^2\text{）}$$

$$I = \frac{tb^3}{12} = \frac{1.8 \times 60^3}{12} = 32\,400 \text{（cm}^4\text{）}$$

$$I_n = 32\,400 - 1.8 \times 2.15 \times (12^2 + 24^2) \times 2 = 26\,827 \text{（cm}^4\text{）}$$

$$W_n = \frac{I_n}{30} = \frac{26\,827}{30} = 894.2 \text{（cm}^3\text{）}$$

$$S = \frac{tb}{2} \times \frac{b}{4} = \frac{1.8 \times 60^2}{8} = 810 \text{（cm}^3\text{）}$$

钢板截面最外边缘正应力

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M}{W_n} = \frac{320 \times 10^3}{88.7 \times 10^2} + \frac{48 \times 10^6}{894.2 \times 10^3} = 89.8 \text{（N/mm}^2\text{）} < f = 215 \text{ N/mm}^2 \text{（满足要求）}$$

钢板截面靠近形心处的剪应力

$$\tau = \frac{VS}{I t} = \frac{250 \times 10^3 \times 810 \times 10^3}{32\,400 \times 10^4 \times 18} = 34.7 \text{（N/mm}^2\text{）} < f_v = 125 \text{ N/mm}^2 \text{（满足要求）}$$

钢板截面靠近形心处的折算应力

$$\sigma_2 = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(320 \times 10^3 / 8\,870)^2 + 3 \times 34.7^2}$$

$$= 70.1\ (\text{N/mm}^2) < 1.1f = 1.1 \times 215 = 236.5\ (\text{N/mm}^2)\ (\text{满足要求})$$

二、普通螺栓的抗拉连接

1. 一个普通螺栓的抗拉承载力

在受拉的连接接头中，普通螺栓所受的拉力和垂直连接件的刚度有关。

螺栓受拉时，通常是通过与螺杆垂直的板件传递拉力。如图 3-69（a）所示的 T 形连接，如果连接件的刚度较小，受力后与螺栓垂直的连接件会发生变形，因而形成杠杆作用，螺栓存在被撬开的趋势，使螺杆中的拉力增加并产生弯曲现象。考虑杠杆作用时，螺杆的轴心力

$$N_t = N + Q$$

式中：Q——由于杠杆作用对螺栓产生的撬力。

抗拉螺栓连接在外力作用下，构件的接触面有脱开趋势。此时螺栓受到沿杆轴方向的拉力作用，故抗拉螺栓连接的破坏形式为栓杆被拉断。

一个抗拉螺栓的承载力设计值为

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \tag{3-50}$$

式中：d_e——螺栓的有效直径，按附表 8-1 采用，对铆钉连接取孔径 d_0；

f_t^b——螺栓抗拉强度设计值，按附表 1-3 采用，对铆接取 f_t^r。

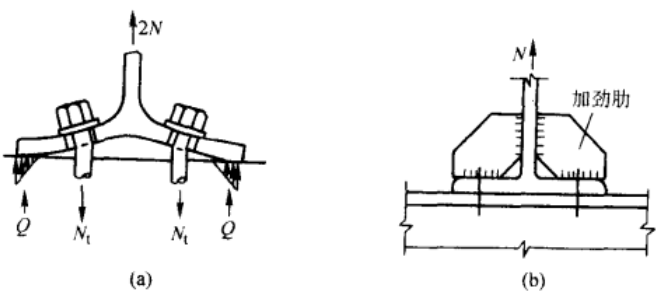


图 3-69　受拉的螺栓连接

撬力的大小与连接件的刚度有关，连接件的刚度越小，撬力越大；同时撬力也与螺栓直径和螺栓所在位置等因素有关。由于确定撬力比较复杂，为了简化，《钢结构设计规范》规定普通螺栓抗拉强度设计值 f_t^b 取为螺栓钢材抗拉强度设计值 f 的 0.8 倍，即 $f_t^b = 0.8f$。此外，在构造上也可采取一些措施加强连接件的刚度，如设置加劲肋（图 3-69（b）），可以减小甚至消除撬力的影响。

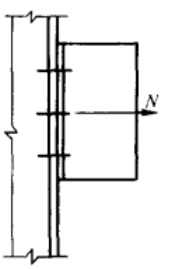


图 3-70　承受轴心拉力作用的螺栓群

2. 轴心拉力作用的普通螺栓群计算

图 3-70 所示螺栓群在轴心力作用下的抗拉连接，通常假定每个螺栓平均受力，则连接所需螺栓数

$$n = \frac{N}{N_t^b} \tag{3-51}$$

式中：N ——作用于螺栓群的轴心拉力设计值。

3. 弯矩作用的普通螺栓群计算

图 3-71 所示为螺栓群承受弯矩作用，剪力 V 通过承托板传递。按弹性设计法，在弯矩作用下，离中和轴越远的螺栓所受拉力越大，而压应力则由弯矩指向一侧的部分端板承受。设中和轴至端板受压边缘的距离为 c（图 3-71（a））。这种连接的受力具有如下特点：受拉螺栓截面只是孤立的几个螺栓点，而端板受压区则是宽度较大的实体矩形截面（图 3-71（b））。当以其形心位置作为中和轴时，所求得的端板受压区高度 c 总是很小，中和轴通常在弯矩指向一侧最外排螺栓附近的某个位置。因此，实际计算时可近似地取中和轴位于最下排螺栓 O 处（图 3-71（a）），即认为连接变形为绕 O 处水平轴转动，螺栓拉力与从 O 点算起的纵坐标 y 成正比。根据式（3-46）推导时的基本假设，对 O 处水平轴列弯矩平衡方程时，偏安全地忽略力臂很小的端板受压区部分的力矩，而只考虑受拉螺栓部分的力矩，则得

$$\frac{N_1}{y_1} = \frac{N_2}{y_2} = \cdots = \frac{N_i}{y_i} = \cdots = \frac{N_n}{y_n}$$

$$M = N_1 y_1 + N_2 y_2 + \cdots + N_i y_i + \cdots + N_n y_n$$

$$= \frac{N_1}{y_1} y_1^2 + \frac{N_2}{y_2} y_2^2 + \cdots + \frac{N_i}{y_i} y_i^2 + \cdots + \frac{N_n}{y_n} y_n^2 = \frac{N_i}{y_i} \sum y_i^2$$

故得螺栓 i 的拉力

$$N_i = \frac{My_i}{\sum y_i^2} \tag{3-52}$$

设计时要求受力最大的最外排螺栓 1 的拉力不超过一个螺栓的抗拉承载力设计值，即

$$N_1 = \frac{My_1}{\sum y_i^2} \leqslant N_t^b \tag{3-53}$$

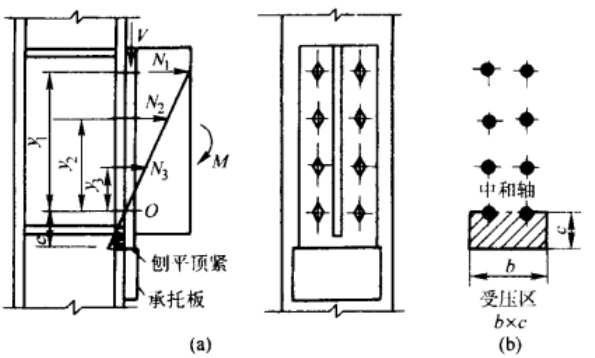


图 3-71　承受弯矩作用的普通螺栓群

4. 弯矩和拉力共同作用的普通螺栓群计算

由图 3-72（a）可知，螺栓群连接承受轴心拉力 N 和弯矩 $M = Ne$ 的共同作用。按弹性设计法，根据偏心距的大小可能出现小偏心受拉和大偏心受拉两种情况。

（1）小偏心受拉

对于小偏心情况（图 3-72（b）），所有螺栓均承受拉力作用，但拉力不均匀。轴心拉力

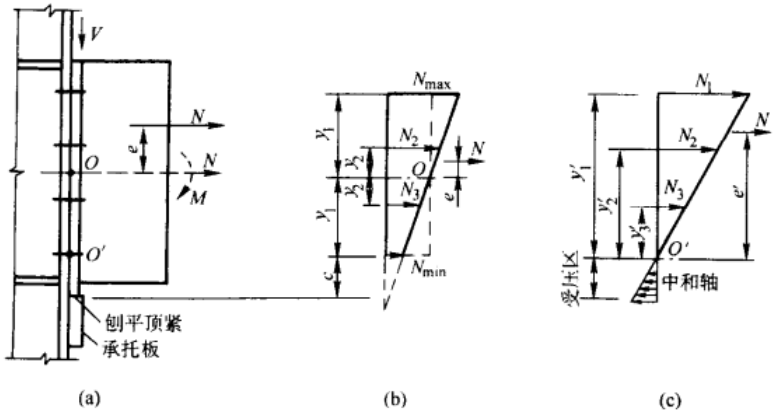


图 3-72　偏心拉力作用的螺栓群

N 由各螺栓均匀承受，弯矩 M 引起以螺栓群形心 O 处水平轴为中和轴的三角形应力分布（图 3-72（b））。叠加后全部螺栓均为受拉。这样可得最大和最小受力螺栓的拉力和满足设计要求的公式如下

$$N_{max}=\frac{N}{n}+\frac{Ney_1}{\sum y_i^2}\leqslant N_t^b \tag{3-54}$$

$$N_{min}=\frac{N}{n}-\frac{Ney_1}{\sum y_i^2}\geqslant 0 \tag{3-55}$$

式（3-54）表示最大受力螺栓的拉力不超过一个螺栓的承载力设计值；式（3-55）则表示全部螺栓受拉，不存在受压区，这是式（3-54）成立的前提。由式（3-55）可得 $N_{min}\geqslant 0$ 时的偏心距 $e\leqslant\dfrac{\sum y_i^2}{ny_1}$。

（2）大偏心受拉

当偏心距 e 较大时，即 $e>\dfrac{\sum y_i^2}{ny_1}$ 时，则端板底部将出现受压区（图 3-72（c））。近似并偏安全地取中和轴位于最下排螺栓 O' 处，可列出对 O' 处水平轴的弯矩平衡方程，得

$$\frac{N_1}{y'_1}=\frac{N_2}{y'_2}=\cdots=\frac{N_i}{y'_i}=\cdots=\frac{N_n}{y'_n}$$

$$M=N_1y'_1+N_2y'_2+\cdots+N_iy'_i+\cdots+N_ny'_n$$

$$=\frac{N_1}{y'_1}y'^2_1+\frac{N_2}{y'_2}y'^2_2+\cdots+\frac{N_i}{y'_i}y'^2_i+\cdots+\frac{N_n}{y'_n}y'^2_n=\frac{N_1}{y'_1}\sum y'^2_i$$

则

$$N_1=\frac{Ne'y'_1}{\sum y'^2_i}\leqslant N_t^b \tag{3-56}$$

［例题 3-16］　牛腿与柱采用 C 级普通螺栓和承托连接，如图 3-73 所示，承受竖向荷载设计值 $F=220$ kN，偏心距 $e=200$ mm。试设计其螺栓连接。钢材为 Q235A，螺栓为 M20，孔径 $d_0=21.5$ mm。

［解］

牛腿的剪力 $V=F=220$ kN 由端板刨平顶紧于承托传递；弯矩 $M=Fe=220\times200=44\times$

10^3（kN·mm）由螺栓连接传递，使螺栓受拉。初步假定螺栓布置如图 3-73 所示。对最下排螺栓 O 轴取矩，最大受力螺栓（最上排 1）的拉力

$$N_1 = \frac{My_1}{\sum y_i^2} = \frac{44\times10^3\times320}{2\times(80^2+160^2+240^2+320^2)}$$

$$= 36.7\ (\text{kN})$$

一个螺栓的抗拉承载力设计值

$$N_t^b = A_e f_t^b = 245.0\times170\times10^{-3} = 41.7\ (\text{kN}) > N_1$$

$$= 36.7\ \text{kN}$$

所假定螺栓连接满足设计要求。

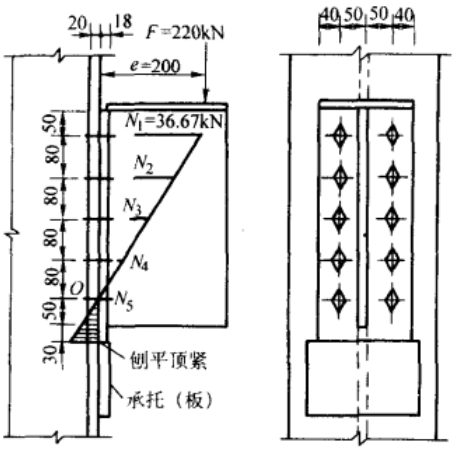


图 3-73　例题 3-16 图

[例题 3-17]　图 3-74 所示为一刚接屋架下弦节点，竖向力由承托承受。螺栓为 C 级，承受偏心拉力，其设计值 $N = 250$ kN，$e = 100$ mm。螺栓布置如图 3-74（a）所示，设计此连接。

[解]

$$\frac{\sum y_i^2}{ny_1} = \frac{4\times(5^2+15^2+25^2)}{12\times25} = 11.7(\text{cm}) > e = 100\ \text{mm}$$

属小偏心受拉（图 3-74（c）），应由式（3-54）计算

$$N_1 = \frac{N}{n} + \frac{Ney_1}{\sum y_i^2} = \frac{250}{12} + \frac{250\times10\times25}{4\times(5^2+15^2+25^2)} = 38.7(\text{kN})$$

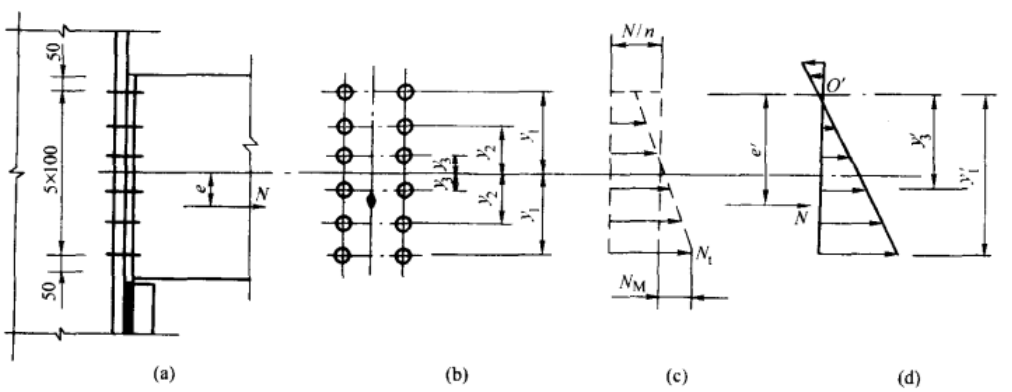


图 3-74　例题 3-17、3-18 图

需要的螺栓有效面积

$$A_e = \frac{N_1}{f_t^b} = \frac{38.7\times10^3}{170} = 227.6\ (\text{mm}^2)$$

采用 M20 螺栓，$A_e = 245.0\ \text{mm}^2$。

[例题 3-18]　同例题 3-17，但取 $e = 200$ mm。

[解]

由于 $e = 200\ \text{mm} > 117\ \text{mm}$，应按大偏心受拉计算螺栓的最大拉力。假设螺栓直径为 M22

($A_e = 3.03\ \text{cm}^2$)，并假定中和轴在上面第一排螺栓处，则以下螺栓均为受拉螺栓（图 3-74(d)），应由式（3-56）计算

$$N_1 = \frac{Ne'y'_1}{\sum y'^2_i} = \frac{250 \times (20+25) \times 50}{2 \times (50^2+40^2+30^2+20^2+10^2)} = 51.1\ (\text{kN})$$

需要的螺栓有效面积

$$A_e = \frac{N_1}{f_t^b} = \frac{51.1 \times 10^3}{170} = 300.6\ (\text{mm}^2) < 303.0\ \text{mm}^2$$

则

$$N_1 = \frac{Ne'y'_1}{\sum y'^2_i} \leqslant N_t^b \text{（满足要求）}$$

三、普通螺栓连接受剪力和拉力的共同作用

图 3-75 所示连接，螺栓群承受剪力 V 和偏心力 N（轴心拉力 N 和弯矩 $M = Ne$）的共同作用。

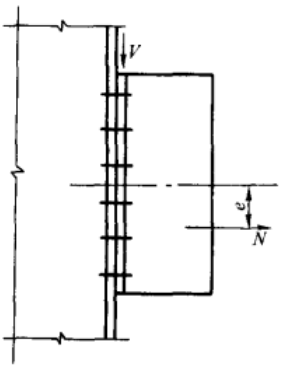


图 3-75　螺栓群受剪力和拉力共同作用

承受剪力和拉力共同作用的普通螺栓应考虑两种可能的破坏形式：一是螺杆受剪兼受拉破坏；二是孔壁承压破坏。

根据试验结果知，承受剪力和拉力共同作用的螺杆，计算式为

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leqslant 1 \qquad (3\text{-}57)$$

式中：N_v ——一个螺栓承受的剪力设计值（一般假定剪力 V 由每个螺栓平均承担，即 $N_v = V/n$，n 为螺栓个数）；

N_t ——受拉力最大螺栓的拉力设计值。

C 级普通螺栓的抗剪性能较差，除剪力较小的情况外，应尽量设置承托承受剪力 V。

孔壁承压的计算式为

$$N_v \leqslant N_c^b \qquad (3\text{-}58)$$

[例题 3-19]　图 3-76 所示为牛腿与柱翼缘的连接，剪力 $V = 250$ kN，$e = 140$ mm，螺栓为 C 级，端竖板下设有承托。钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型，试按考虑承托传递全部剪力 V 和不承受 V 两种情况设计此连接。

[解]

(1) 承托传递全部剪力 V

承托传递全部剪力 $V = 250$ kN，螺栓群只承受由偏心力引起的弯矩 $M = Ve = 250 \times 0.14 = 35$ (kN·m)。按弹性设计法，可假定螺栓群旋转中心在弯矩指向的最下排螺栓的轴线上。设螺栓为 M20 ($A_e = 245.0\ \text{mm}^2$)，则受拉螺栓数 $n = 8$。

一个螺栓的抗拉承载力设计值

$$N_t^b = A_e f_t^b = 245.0 \times 170 \times 10^{-3} = 41.7\ (\text{kN})$$

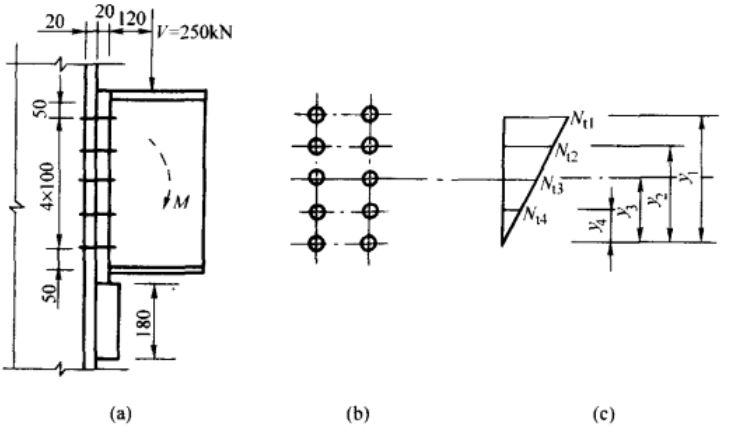


图 3-76　例题 3-19 图

螺栓的最大拉力

$$N_t = \frac{My_1}{m\sum y_i^2} = \frac{35\times10^2\times40}{2\times(10^2+20^2+30^2+40^2)} = 23.3\ (\text{kN}) < N_t^b = 41.7\ \text{kN}\ (\text{满足要求})$$

设承托与柱翼缘连接角焊缝为两面侧焊，并取焊脚尺寸 $h_f = 10$ mm，焊缝应力

$$\tau_f = \frac{1.25V}{h_e\sum l_w} = \frac{1.25\times250\times10^3}{0.7\times10\times2\times160} = 139.5\ (\text{N/mm}^2) < f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

式中的系数 1.25 是考虑剪力 V 对承托与柱翼缘连接角焊缝的偏心影响。

(2) 承托不传递剪力

不考虑承托承受剪力 V，螺栓群同时承受剪力 $V = 250$ kN 和弯矩 $M = 35$ kN·m 的共同作用。

一个螺栓的承载力设计值

$$N_v^b = n_v\frac{\pi d^2}{4}f_v^b = 1\times\frac{3.14\times20^2}{4}\times140\times10^{-3} = 44.0\ (\text{kN})$$

$$N_c^b = d\sum tf_c^b = 20\times20\times305\times10^{-3} = 122.0\ (\text{kN})$$

$$N_t^b = 41.7\ \text{kN}$$

一个螺栓的最大拉力　　$N_t = 23.3$ kN

一个螺栓的剪力　　$N_v = \frac{V}{n} = \frac{250}{10} = 25\ (\text{kN}) < N_c^b = 122.0$ kN

剪力和拉力共同作用下

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2+\left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{25}{44.0}\right)^2+\left(\frac{23.3}{41.7}\right)^2} = 0.797 < 1$$

所设计连接满足承载力要求。

第九节　高强度螺栓连接的工作性能和计算

一、高强度螺栓连接的工作性能

高强度螺栓连接和普通螺栓连接的主要区别在于普通螺栓连接在受剪时依靠螺栓栓杆承

压和抗剪来传递剪力，在拧紧螺帽时螺栓产生的预拉力很小，其影响可以忽略。而高强度螺栓除了其材料强度高之外，拧紧螺栓还施加很大的预拉力，使被连接板件的接触面之间产生压紧力，因而板件间存在很大的摩擦力。预拉力、连接板件间抗滑移系数和钢材种类都直接影响高强度螺栓连接的承载力。

高强度螺栓连接分为摩擦型连接和承压型连接。

高强度螺栓摩擦型连接只依靠被连接板件间的摩擦力传递剪力，以剪力等于摩擦力作为承载能力的极限状态。高强度螺栓承压型连接的传力特征是剪力超过摩擦力时，板件间发生相互滑移，螺栓杆身与孔壁接触，开始受剪并和孔壁承压。另外，摩擦力随外力继续增大而逐渐减弱，连接接近破坏时，剪力全由杆身承担。高强度螺栓承压型连接以螺栓或钢板破坏作为承载能力的极限状态，可能的破坏形式和普通螺栓相同。

承受拉力的高强度螺栓连接，由于预拉力作用，板件间在承受荷载前已经存在较大的压紧力，拉力作用首先要抵消这种压紧力。至板件完全被拉开后，高强度螺栓的受力情况和普通螺栓受拉相同。不过这种连接的变形要小得多。当拉力小于压紧力时，板件未被拉开，可以减少锈蚀危害，改善连接的抗疲劳性能。

1. 高强度螺栓的预拉力

（1）预拉力的控制方法

高强度螺栓分大六角头型（图 3-77（a））和扭剪型（图 3-77（b））两种，它们都是通过拧紧螺帽，使螺杆受到拉伸作用，产生预拉力，从而使被连接板件间产生压紧力。

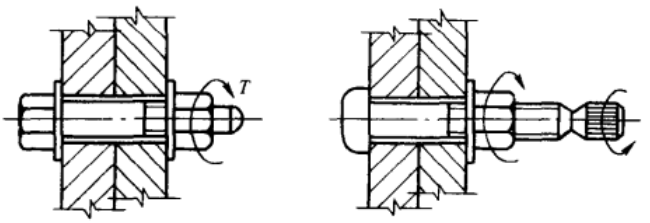


图 3-77　高强度螺栓

对大六角头螺栓的预拉力控制方法包括扭矩法和转角法。

①扭矩法　一般采用可直接显示或控制扭矩的特定扭矩扳手。目前应用较多的是电动扭矩扳手。扭矩法是通过控制拧紧力矩来实现控制预拉力。拧紧力矩可由试验确定，施工时控制的预拉力为设计预拉力的 1.1 倍。

为了克服板件和垫圈等的变形，基本消除板件之间的间隙，使拧紧力矩系数有较好的线性度，从而提高施工控制预拉力值的准确度，在安装大六角头高强度螺栓时，应先按拧紧力矩的 50%进行初拧，然后按 100%拧紧力矩进行终拧。对于大型节点在初拧之后，还应按初拧力矩进行复拧，然后再进行终拧。

扭矩法施加预拉力简单，易实施，费用少，但由于连接件和被连接件的表面质量和拧紧速度的差异，测得的预拉力值误差大且分散，一般误差为 ±25%。

②转角法　先用普通扳手进行初拧，使被连接板件相互紧密贴合，再以初拧位置为起点，按终拧角度，用长扳手或风动扳手旋转螺母，拧至该角度值时，螺栓的拉力即达到施工

控制预拉力。

扭剪型高强度螺栓强度高，安装简便，质量易于保证，可以单面拧紧，对操作人员没有特殊要求。扭剪型高强度螺栓与普通大六角型高强度螺栓不同。如图 3-77（b）所示，螺栓头为盘头，螺纹段端部有一个承受拧紧反力矩的十二角体和一个能在规定力矩下剪断的断颈槽。

（2）预拉力的计算

高强度螺栓的预拉力设计值 P 由下式计算，并取 5 kN 的整数倍。

$$P=\frac{0.9\times0.9\times0.9}{1.2}A_e f_u \tag{3-59}$$

式中：A_e ——螺栓螺纹处的有效面积；

f_u ——螺栓经热处理后的最低抗拉强度。

式（3-59）中的系数考虑了以下几个因素。

①拧紧螺帽时螺栓同时受到由预拉力引起的拉应力和由扭矩引起的扭转剪应力作用。试验表明，可取系数 1.2 考虑拧紧螺栓时扭矩对螺杆的不利影响。

②施工时为了弥补高强度螺栓预拉力的松弛损失，一般超张拉 5% ~ 10%，为此考虑一个超张拉系数 0.9。

③考虑螺栓材质的不均匀性，引入一个折减系数 0.9。

④由于以螺栓的抗拉强度为准，为了安全引入一个安全系数 0.9。

各种规格高强度螺栓预拉力的取值列于表 3-8。

表 3-8　一个高强度螺栓的预拉力 P　　kN

螺栓的性能等级	螺栓公称直径（mm）					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	80	125	150	175	230	280
10.9 级	100	155	190	225	290	355

2. 抗滑移系数

摩擦面抗滑移系数的大小与连接处板件接触面的处理方法和板件的钢号有关。试验表明，此系数值随被连接板件接触面间的压紧力减小而降低。

《钢结构设计规范》推荐采用的接触面处理方法包括喷砂、喷砂后涂无机富锌漆、喷砂后生赤锈以及用钢丝刷消除浮锈或未经处理的干净轧制表面等。各种处理方法相应的抗滑移系数 μ 值列于表 3-9。

表 3-9　摩擦面的抗滑移系数 μ 值

在连接处构件接触面的处理方法	板件的钢号		
	Q235 钢	Q345、Q390 钢	Q420 钢
喷砂（丸）	0.45	0.50	0.50
喷砂（丸）后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40

（续）

在连接处构件接触面的处理方法	板件的钢号		
	Q235 钢	Q345、Q390 钢	Q420 钢
喷砂（丸）后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

钢材表面经喷砂除锈后，金属表面存在微观的凹凸不平，在强大的压紧力作用下，被连接板件表面相互啮合，钢材强度和硬度愈高，这种啮合面产生的摩阻力愈大，因此，μ 值与钢种有关。试验证明，摩擦面涂红丹后 $\mu<0.15$，即使经处理后 μ 值仍然很低，故严禁在摩擦面上涂刷红丹。另外，连接在潮湿或淋雨条件下拼装，也会降低 μ 值，故应采取有效措施保证连接处表面的干燥。

二、一个高强度螺栓的抗剪承载力

1. 摩擦型连接

高强度螺栓在拧紧时，螺杆中产生了很大的预拉力，而被连接板件间则产生很大的预压力。连接受力后，由于接触面上产生的摩擦力，能在相当大的荷载情况下阻止板件间的相对滑移，因而弹性工作阶段较长，如图 3-59（b）所示。当外力超过了板件间摩擦力后，板件间即产生相对滑动。高强度螺栓摩擦型连接是以板件间出现滑动作为抗剪承载能力的极限状态，故其最大承载力点，应取板件间产生相对滑动的起始点“1”点。

摩擦型连接的承载力取决于板件接触面的摩擦力，而此摩擦力的大小与螺栓所受预拉力、摩擦面的抗滑移系数以及连接的传力摩擦面数有关。因此，一个摩擦型连接高强度螺栓的抗剪承载力设计值

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P \tag{3-60}$$

式中：0.9——抗力分项系数的倒数；

n_f——传力摩擦面数目，单剪时，$n_f=1$，双剪时，$n_f=2$，依此类推；

P——一个高强度螺栓的设计预拉力，按表 3-8 采用；

μ——摩擦面抗滑移系数，按表 3-9 采用。

2. 承压型连接

承压型连接受剪时，从受力直至破坏的荷载—位移曲线如图 3-59（b）所示，由于它允许接触面滑动并以连接达到破坏的极限状态作为设计准则，接触面的摩擦力只是延缓滑动，因此承压型连接的最大抗剪承载力应取图 3-59（b）曲线最高点，即“4”点。连接达到极限承载力时，由于螺杆伸长，预拉力几乎全部消失，故高强度螺栓承压型连接的计算方法与普通螺栓连接相同，仍可用式（3-38）和式（3-39）计算单个螺栓的抗剪和承压承载力设计值，式中应采用高强度螺栓的强度设计值。当剪切面在螺纹处时，高强度螺栓承压型连接的抗剪承载力应按螺纹处的有效截面计算。但对于普通螺栓，其抗剪强度设计值是根据连接的试验数据统计而定的，试验时不分剪切面是否在螺纹处，故计算抗剪强度设计值时采用公称直径。

三、一个高强度螺栓的抗拉承载力

1. 摩擦型连接

图 3-78 表示单个高强度螺栓受拉时的工作情况。

图 3-78（a）中表示已施加预拉力的高强度螺栓未受外拉力之前的受力状态。摩擦面上作用存在压力 C，栓杆受预拉力 P，根据平衡条件得 $C = P$，即摩擦面上的承压力 C 等于预拉力 P。

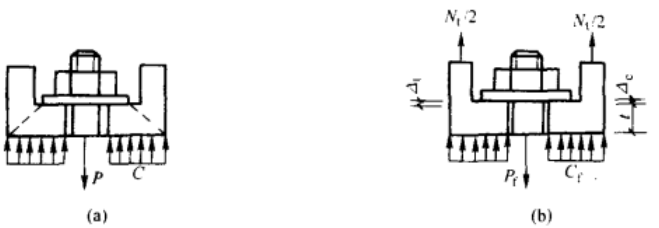


图 3-78　高强度螺栓受拉力作用

图 3-78（b）是螺栓承受拉力 N_t 时的受力状态。螺栓受拉力 N_t 后，栓杆被拉长，即栓杆伸长 Δ_t，这时栓杆中的拉力由原来的 P 增加到 P_f；由于栓杆被拉长，使原先被 P 压缩的板件相应地有一个压缩恢复量 Δ_c，板件间的承压力就由原来的 C 降为 C_f。即当螺栓受拉力 N_t 后，栓杆中的拉力将增加，而接触面间的承压力却随之降低。

根据平衡条件，得

$$P_f = N_t + C_f$$

在板厚 t 范围内栓杆与板的变形相等，即

$$\Delta_t = \Delta_c$$

亦即栓杆的伸长增量等于板件压缩的恢复量。

设螺栓杆的截面面积为 A_b，摩擦面面积为 A_P，螺栓和被连接板件的弹性模量都为 E，则

$$\Delta_t = \frac{\sigma_t}{E}t = \frac{P_f - P}{A_b E}t$$

$$\Delta_c = \frac{\sigma_c}{E}t = \frac{C - C_f}{A_P E}t$$

故

$$\frac{P_f - P}{A_b} = \frac{C - C_f}{A_P}$$

把 $C = P$ 及 $C_f = P_f - N_t$ 代入上式中，整理后得

$$P_f = P + \frac{N_t}{A_P/A_b + 1}$$

通常 A_P 比 A_b 大很多倍，如取 $A_P/A_b = 10$，代入上式得

$$P_f = P + 0.09N_t$$

由上式可得，当设计外拉力 $N_t = P$ 时，$P_f = 1.09P$。即作用于螺栓连接的外拉力不超过 P 时，高强度螺栓杆内的拉力增加的很少。可以认为栓杆内的原预拉力基本不变（图 3-79 (a)），即 $P_f \approx P$。

同时，螺栓的超张拉试验表明：当外拉力 N_t 过大时，螺栓将发生松弛现象，即栓杆中的预拉力将会变小，这对连接的抗剪是不利的。当 $N_t \leqslant 0.8P$ 时，则无松弛现象。所以《钢结构设计规范》规定施加于栓杆的外拉力 N_t 不得大于 $0.8P$，即抗拉设计承载力应按下式计算

$$N_t^b = 0.8P \tag{3-61}$$

对于刚度较小的T形连接的翼缘，受拉后翼缘弯曲变形，在其端部产生撬力 Q，使T形连接件起杠杆作用，降低抗拉能力。

由图 3-79（b）所给的试验曲线可知，撬力 Q 对螺栓破坏拉力值没有影响，却降低外力 N_t 的极限值（由 N_u 降为 N'_u），而且螺栓拉力的增量比刚性T形板时要大。关于撬力 Q 的影响，在设计时对普通螺栓连接采用降低抗拉设计强度的方法处理，而对高强度螺栓如果在设计中不计算撬力 Q，应使 $N \leqslant 0.5P$，或者增大T形连接件翼缘板的刚度。分析表明，当翼缘板的厚度 t_1 不小于 2 倍螺栓直径时，螺栓中可完全不产生撬力。实际上很难满足这一条件，于是可采用增设加劲肋的办法解决。

在直接承受动力荷载的结构中，由于高强度螺栓连接受拉时的疲劳强度较低，每个高强度螺栓的外拉力不宜超过 $0.6P$。当需考虑撬力影响时，外拉力还需降低。

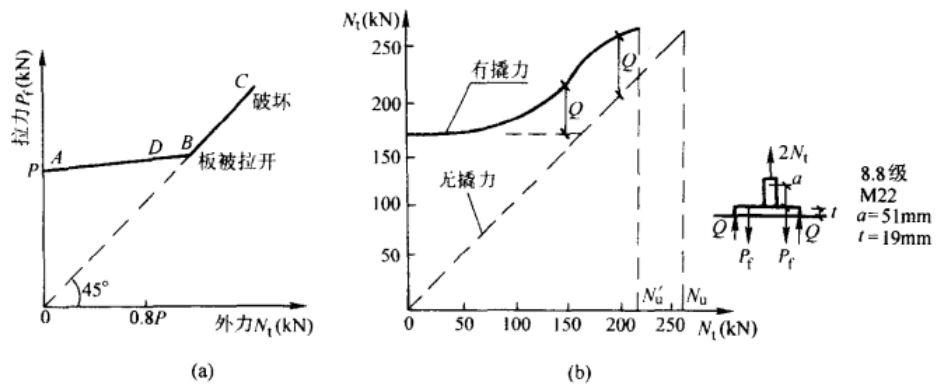


图 3-79　高强度螺栓拉力的变化

2. 承压型连接

一个承压型连接高强度螺栓的承载力设计值的计算方法与普通螺栓相同，按式（3-50）计算，式中 f_t^b 取相应的强度设计值。

四、高强度螺栓同时承受剪力和拉力的计算

1. 摩擦型连接

如前所述，当螺栓所受外拉力 $N_t \leqslant 0.8P$ 时，虽然螺杆中的预拉力 P 基本不变，但板层

间压力减小到 $P-N_t$。试验研究表明，这时接触面的抗滑移系数 μ 也有所降低，而且 μ 值随 N_t 的增大而减小。《钢结构设计规范》将 N_t 乘以系数 1.125 来考虑 μ 值降低的不利影响，故一个摩擦型连接高强度螺栓有外拉力作用时的抗剪承载力设计值

$$N_v^b = 0.9n_f\mu\ (P - 1.125 \times 1.111N_t) = 0.9n_f\mu\ (P - 1.25N_t) \tag{3-62}$$

式中：1.111——抗力分项系数。

将 $N_v^b = 0.9n_f\mu P$，$N_t^b = 0.8P$ 代入上式，则

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leqslant 1 \tag{3-63}$$

式中：N_v，N_t——某个螺栓所承受的剪力和拉力。

2. 承压型连接

同时承受剪力和杆轴方向外拉力的承压型连接高强度螺栓的计算方法与普通螺栓相同，即按式（3-57）计算。

由于在剪力单独作用下，高强度螺栓对板层间产生强大压紧力，当板层间的摩擦力被克服、栓杆与孔壁接触时，板件孔前区形成三向应力场，因而承压型连接高强度螺栓的承压强度比普通螺栓高得多（约高 50%）。当承压型连接高强度螺栓受有杆轴方向外拉力时，板层间的压紧力随外拉力的增加而减小，因而其承压强度设计值也随之降低。为了计算简便，《钢结构设计规范》规定，只要有外拉力存在，就将承压强度除以 1.2 予以降低，而未考虑承压强度设计值变化幅度随外拉力大小而改变这一因素。因为所有高强度螺栓的外拉力一般均不大于 $0.8P$。此时，可认为整个板层间始终处于紧密接触状态，采用统一除以 1.2 的作法来降低承压强度，一般能保证安全。

因此，对于兼受剪力和杆轴方向外拉力的高强度螺栓承压型连接，除按式（3-57）计算螺栓的强度外，尚应按下式计算孔壁承压

$$N_v \leqslant \frac{N_c^b}{1.2} = \frac{1}{1.2}d\sum t f_c^b \tag{3-64}$$

式中：f_c^b——高强度螺栓的承压强度设计值，按附表 1-3 采用。

根据上述分析，现将各种受力情况的单个螺栓承载力设计值的计算式列于表 3-10 中。

表 3-10　单个螺栓承载力设计值

序号	螺栓连接种类	受力状态	计算式	备注
1	普通螺栓连接	受剪	$N_v^b = n_v\frac{\pi d^2}{4}f_v^b$ $N_c^b = d\sum t f_c^b$	取 N_v^b 与 N_c^b 中较小值
		受拉	$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4}f_t^b$	
		兼受剪拉	$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leqslant 1$ $N_v \leqslant N_c^b$	

（续）

序号	螺栓连接种类	受力状态	计算式	备注
2	高强度螺栓摩擦型连接	受剪	$N_v^b = 0.9n_f\mu P$	
		受拉	$N_t^b = 0.8P$	
		兼受剪拉	$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leqslant 1$	
3	高强度螺栓承压型连接	受剪	$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b$ $N_c^b = d\sum t f_c^b$	当剪切面在螺纹处时 $N_v^b = n_v \frac{\pi d_e^2}{4} f_v^b$
		受拉	$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b$	
		兼受剪拉	$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leqslant 1$ $N_v \leqslant N_c^b/1.2$	

五、高强度螺栓群的连接计算

1. 高强度螺栓群的抗剪计算

（1）轴心力作用时

轴心力作用的高强度螺栓群抗剪连接所需螺栓数目由下式确定

$$n \geqslant \frac{N}{N_{min}^b} \tag{3-65}$$

对摩擦型连接，N_{min}^b按式（3-60）计算。

对承压型连接，N_{min}^b为分别按式（3-38）与式（3-39）计算值的较小值。当剪切面在螺纹处时，计算 N_v^b 应将 d 改为 d_e。

（2）扭矩或扭矩、剪力共同作用时

高强度螺栓群在扭矩或扭矩、剪力共同作用时的抗剪计算方法与普通螺栓群相同，但应采用高强度螺栓承载力设计值进行计算。

2. 高强度螺栓群的抗拉计算

（1）轴心力作用时

高强度螺栓群连接所需螺栓数目

$$n \geqslant \frac{N}{N_t^b} \tag{3-66}$$

（2）弯矩作用时

高强度螺栓的外拉力总是小于预拉力 P，在连接受弯矩作用（图 3-80（a））而使螺栓沿栓杆方向受力时，被连接构件的接触面一直保持紧密贴合，因此可认为中和轴在螺栓群的形心轴上（图 3-80（b）），最外排螺栓受力最大。按照普通螺栓小偏心受拉关于弯矩使螺栓产生的最大拉力的计算方法，可得高强度螺栓群因弯矩受拉时最大拉力螺栓的验算式

$$N_{t1}=\frac{My_1}{\sum y_i^2}\leqslant N_t^b \tag{3-67}$$

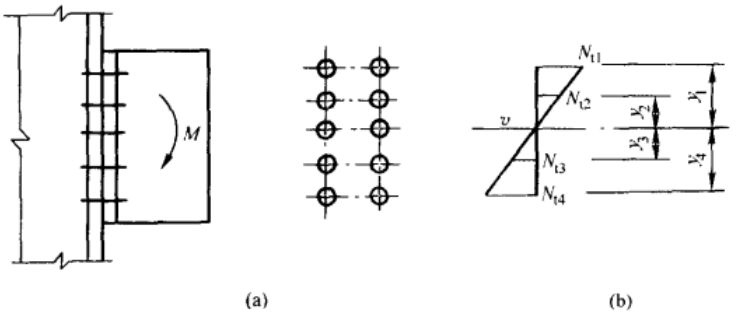


图 3-80　承受弯矩的高强度螺栓连接

（3）偏心拉力作用时

高强度螺栓承受偏心拉力作用时，螺栓的最大拉力不得超过 $0.8P$，能够保证板层之间始终保持紧密贴合，端板不会被拉开，故高强度螺栓摩擦型连接和承压型连接均可按普通螺栓小偏心受拉计算，即

$$N_1=\frac{N}{n}+\frac{Ney_1}{\sum y_i^2}\leqslant N_t^b \tag{3-68}$$

（4）拉力、弯矩和剪力共同作用时

图 3-81（a）所示为高强度螺栓摩擦型连接承受拉力、弯矩和剪力共同作用的情况。螺栓连接板层间的压紧力和接触面的抗滑移系数随外拉力的增加而减小。高强度螺栓摩擦型连接承受剪力和拉力共同作用时

$$N_v^b=0.9n_f\mu\ (P-1.25N_t)$$

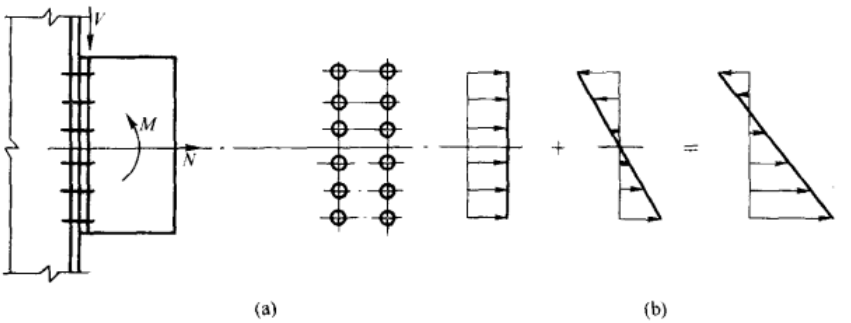


图 3-81　摩擦型连接高强度螺栓的应力

由图 3-81（b）可知，每行螺栓所受拉力 N_t 各不相同，故应按下式计算摩擦型连接高强度螺栓的抗剪强度

$$V\leqslant n_0(0.9n_f\mu P)+0.9n_f\mu[(P-1.25N_{t1})+(P-1.25N_{t2})+\cdots] \tag{3-69}$$

式中：n_0 ——受压区（包括中和轴处）的高强度螺栓数；

N_{t1}，N_{t2}——受拉区高强度螺栓所承受的拉力。

也可将式（3-69）写成

$$V\leqslant 0.9n_f\mu\ (nP-1.25\sum N_{ti}) \tag{3-70}$$

式中：n ——连接的螺栓总数；

$\sum N_{ti}$——螺栓承受拉力的总和。

在式（3-69）或式（3-70）中，只考虑螺栓承受拉力对抗剪承载力的不利影响，未考虑受压区板层间压力增加的有利作用，故按该式计算的结果是略偏安全的。

此外，螺栓最大拉力应满足

$$N_{ti} \leqslant 0.8P$$

对承压型连接高强度螺栓，应按表 3-10 中的相应公式计算螺栓杆的抗拉强度和抗剪强度，即按式（3-57）计算。同时还应按式（3-64）验算孔壁承压强度。

[例题 3-20]　试设计一双盖板拼接的钢板连接。钢材为 Q235B，高强度螺栓为 8.8 级的 M20，连接处板件接触面采用喷砂处理，作用在螺栓群形心处的轴心拉力设计值 N = 800 kN，试设计此连接。

[解]

（1）采用摩擦型连接

由表 3-8 查得每个 8.8 级的 M20 高强度螺栓的预拉力 P = 125 kN，对于 Q235 钢材接触面作喷砂处理时，由表 3-9 查得 $\mu = 0.45$。

一个螺栓的抗剪承载力设计值

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P = 0.9 \times 2 \times 0.45 \times 125 = 101.3 \text{（kN）}$$

所需螺栓数

$$n = \frac{N}{N_v^b} = \frac{800}{101.3} = 7.9，\text{取 8 个。}$$

螺栓排列如图 3-82 右边所示。

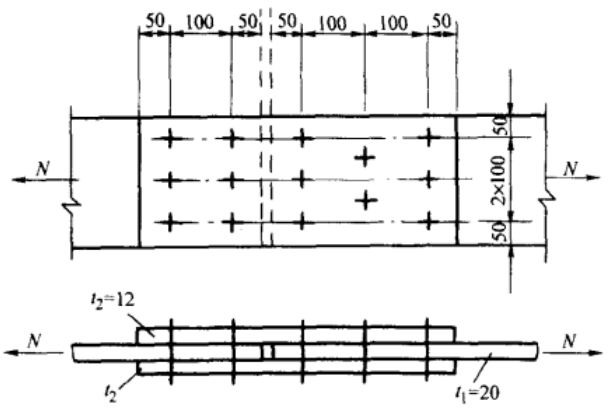


图 3-82　例题 3-20 图

（2）采用承压型连接时

一个螺栓的承载力设计值

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b = 2 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \times 250 \times 10^{-3} = 157 \text{（kN）}$$

$$N_c^b = d \sum t f_c^b = 20 \times 20 \times 470 \times 10^{-3} = 188 \text{（kN）}$$

$$N_{min}^b = 157 \text{ kN}$$

则所需螺栓数

$$n=\frac{N}{N_{\min}^{b}}=\frac{800}{157}=5.1，\text{取 6 个。}$$

螺栓排列如图 3-82 左边所示。

［**例题 3-21**］ 图 3-83 所示为高强度螺栓摩擦型连接，被连接板件的钢材为 Q235B。螺栓为 10.9 级，直径 20 mm，接触面采用喷砂处理。试验算此连接的承载力。图中内力均为设计值。

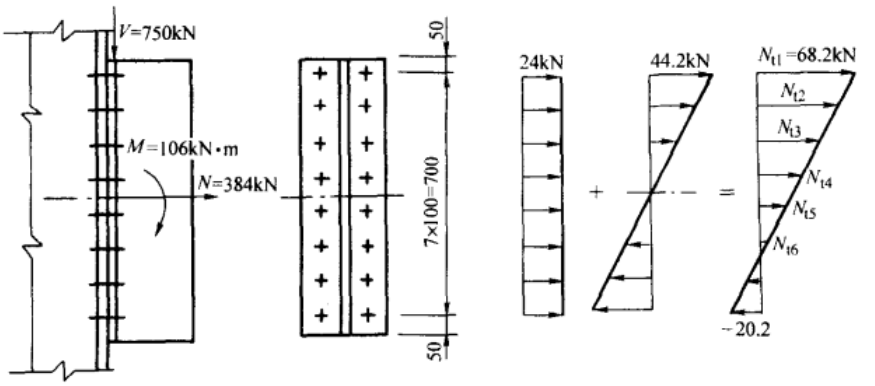


图 3-83 例题 3-21 图

［**解**］

由表 3-8 查得预拉力 $P=155$ kN，由表 3-9 查得抗滑移系数 $\mu=0.45$。

螺栓承受最大拉力

$$N_{t1}=\frac{N}{n}+\frac{My_1}{m\sum y_i^2}=\frac{384}{16}+\frac{106\times10^2\times35}{2\times2\times(35^2+25^2+15^2+5^2)}$$

$$=24+\frac{106\times10^2\times35}{8\,400}=68.2\ (\text{kN})<0.8P=124\ \text{kN}$$

连接的受剪承载力设计值应按式（3-70）计算

$$\sum N_v^b=0.9n_f\mu\ (nP-1.25\sum N_{ti})$$

按比例关系可求得

$$N_{t2}=55.6\ \text{kN}$$

$$N_{t3}=42.9\ \text{kN}$$

$$N_{t4}=30.3\ \text{kN}$$

$$N_{t5}=17.7\ \text{kN}$$

$$N_{t6}=5.1\ \text{kN}$$

故有 $\sum N_{ti}=(68.2+55.6+42.9+30.3+17.7+5.1)\times2=439.6\ (\text{kN})$

验算受剪承载力设计值

$$\sum N_v^b=0.9n_f\mu\ (nP-1.25\sum N_{ti})$$

$$=0.9\times1\times0.45\times(16\times155-1.25\times440)=781.7\ (\text{kN})>V=750\ \text{kN}\ （\text{满足要求}）$$

第十节　混 合 连 接

在一个连接接头中，同时采用两种连接方法时，这种连接就称为混合连接（图 3-84）。

常见的混合连接有栓—焊混合连接及高强度螺栓与铆钉混合连接。由于混合连接的性质还有待于深入研究，故不宜用于新设计的结构中。在结构补强加固时，可考虑原有连接只承受永久荷载，而新增加连接承受可变荷载。

一、栓—焊混合连接

栓—焊混合连接是指高强度螺栓摩擦型连接与侧面角焊缝（图 3-84（a））或对接焊缝（图 3-84（b））的混合连接。由于普通螺栓抗滑移阻力极低，难以提高连接的承载能力，不宜采用。高强度螺栓承压型连接只有在螺栓杆与孔径基本相同的情况下，螺杆才能在加载之初就与孔壁直接接触，以使栓—焊混合连接承载力近似等于焊缝承载力与高强度螺栓承压型连接承载力之和。此种接头的造价高，施工亦不方便，故一般不采用。正面角焊缝的刚度较大，与高强度螺栓共同工作不够协调，也不宜采用。如在加固工程中采用时，则按焊缝承受全部内力计算。试验结果表明，高强度螺栓摩擦型连接与侧面角焊缝混合连接的承载力近似等于焊缝承载力与螺栓抗滑移阻力之和（图 3-85）。为了安全，高强度螺栓与侧面角焊缝的混合连接，其承载力可取：①焊缝承载力设计值与高强度螺栓摩擦型连接承载力设计值之和的 90%；②焊缝承载力设计值与 62%高强度螺栓摩擦型连接承载力设计值之和。

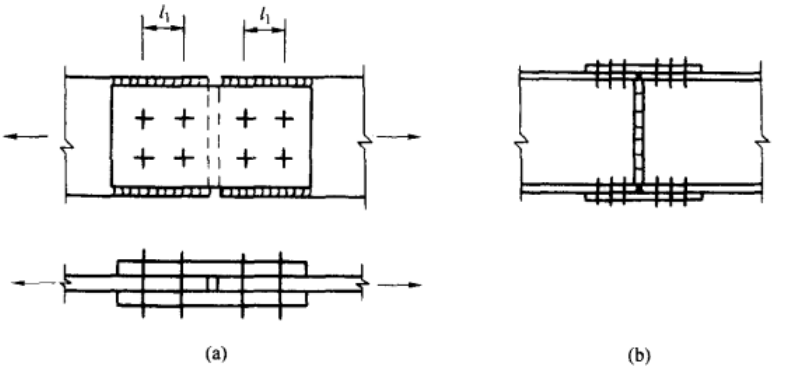


图 3-84　混合连接

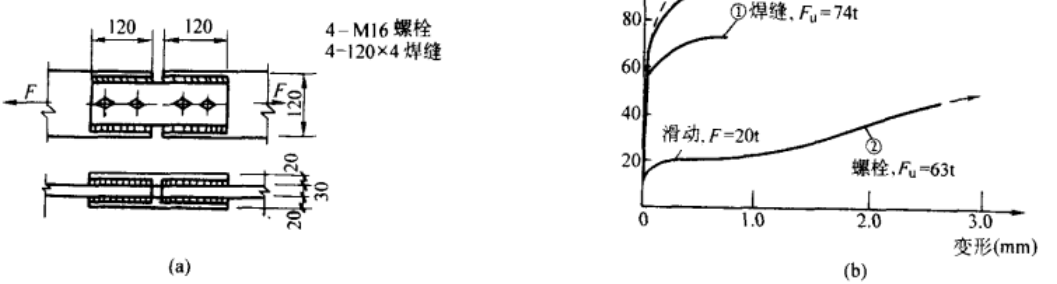


图 3-85　栓—焊接头的试验结果

反复荷载作用下的试验表明：栓—焊混合连接在焊缝端部的焊趾处常存在疲劳裂纹，并向内逐渐发展。其疲劳寿命和仅有焊缝的连接相差不多，设计时应按仅有焊缝考虑。所以采用焊缝形式加固直接承受动力荷载的高强度螺栓连接接头，作用并不明显。因为这种做法会使原有接头的疲劳性能变差。为了减小焊接加热对高强度螺栓的不利影响，降低焊缝端部的应力水平，在采用焊缝形式加固已有的高强度螺栓连接时，如只在 l_1 范围内施加焊缝（图 3-84（a）），则可以改善疲劳性能。

高强度螺栓与对接焊缝的混合连接可用于结构加固。例如图 3-84（b）所示的实腹梁拼接接头，原采用对接焊缝拼接，如果焊缝质量达不到要求，就可用高强度螺栓摩擦型连接来加固。只要将翼缘焊缝的凸出部分用砂轮磨去，并将接触面按规定处理，这种混合连接可共同受力，且不会降低连接疲劳强度。如果采用高强度螺栓加强受拉的对接焊缝，由于加固后降低了焊缝的应力水平，故只需验算螺栓连接处的主体金属的疲劳强度。

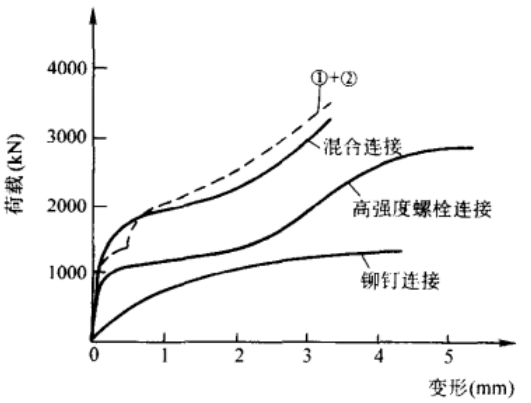


图 3-86　高强度螺栓和铆钉连接的荷载—变形曲线

二、高强度螺栓与铆钉的混合连接

在已有的铆接结构的修复加固中，可用高强度螺栓来替换部分铆钉，形成混合连接，使它们共同受力。

由图 3-86 所示的铆接和高强度螺栓连接荷载—变形曲线可见，混合连接接头的极限强度很接近于两者单独受力的极限强度之和。实践证明，在加固工程中，由于原有铆接接头板层之间通常不会发生严重锈蚀，只要采用与铆钉直径相同的高强度螺栓代替铆钉，完全可以有相同的承载力。在动力荷载下，其疲劳强度也有所提高。尤其在长接头中，由于高强度螺栓的夹紧力高于铆钉，如果在受力较大的接头端部用高强度螺栓代替铆钉，则对疲劳强度更为有利。

习　题

3-1　选择题

1. 采用高强度螺栓摩擦型连接与承压型连接，在相同螺栓直径的条件下，它们对螺栓孔要求，_____。

（A）摩擦型连接孔要求略大，承压型连接孔要求略小

（B）摩擦型连接孔要求略小，承压型连接孔要求略大

（C）两者孔要求相同

（D）无要求

2. 如图 3-87 所示的 T 形连接中，$t_1 = 6$ mm，$t_2 = 12$ mm，若采用等角角焊缝连接，按构造要求，焊脚尺寸 h_f 取_____最合适。

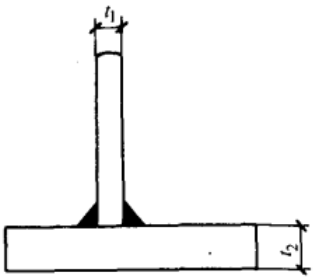


图 3-87　选择题 2 图

（A）4 mm　　（B）6 mm

（C）8 mm　　（D）10 mm

3. 焊接残余应力对构件的_____无影响。

（A）变形　　（B）静力强度

（C）疲劳强度　　（D）整体稳定

4. 摩擦型连接的高强度螺栓在杆轴方向受拉时，承载力_____。

（A）与摩擦面的处理方法有关　（B）与摩擦面的数量有关

（C）与螺栓直径有关　　（D）与螺栓的性能等级无关

5. 在弹性阶段，侧面角焊缝应力沿长度方向的分布为_____。

（A）均分分布　　（B）一端大、一端小

（C）两端大、中间小　　（D）两端小、中间大

6. 以下关于对接焊缝的描述，其中描述错误的是_____。

（A）在钢板厚度相差大于 4 mm 的承受静力荷载的对接连接中，应从板的一侧或两侧做成坡度不大于 1:2.5 的斜坡，以减少应力集中

（B）当对接正焊缝的强度低于焊件的强度时，为提高连接的承载力，可改用斜缝

（C）在钢结构设计中，若板件较厚而受力较小时，可以采用部分焊透的对接焊缝

（D）当对接焊缝的质量等级为一级或二级时，必须在外观检查的基础上再做无损检测，检测比例为焊缝长度的 20%

7. 承受轴心力作用的高强度螺栓摩擦型受剪连接中，其净截面强度验算公式 $\sigma = N'/A_n \leqslant f$，其中力 N' 与轴心拉杆所受的力 N 相比，_____。

（A）$N' > N$　　（B）$N' < N$　　（C）$N' = N$　　（D）不定

8. 普通螺栓受剪连接主要有四种破坏形式，即（Ⅰ）螺杆剪断；（Ⅱ）孔壁挤压破坏；（Ⅲ）构件拉断；（Ⅳ）端部钢板冲剪破坏。在设计时应按下述_____组序号进行计算。

（A）（Ⅰ）、（Ⅱ）　　（B）（Ⅰ）、（Ⅱ）、（Ⅲ）、（Ⅳ）

（C）（Ⅰ）、（Ⅱ）、（Ⅲ）　　（D）（Ⅰ）、（Ⅱ）、（Ⅳ）

9. 在改建、扩建工程中，以静载为主的结构，混合连接可以考虑共同工作的是_____。

（A）高强度螺栓摩擦型连接与普通螺栓连接

（B）高强度螺栓摩擦型连接与高强度螺栓承压型连接

（C）侧面角焊缝与高强度螺栓承压型连接

（D）侧面角焊缝与高强度螺栓摩擦型连接

10. 如图 3-88 所示的角焊缝在 P 的作用下，设计控制点是_____。

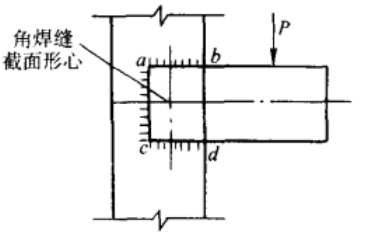


图 3-88　选择题 10 图

（A）a、b 点　　（B）b、d 点

（C）c、d 点　　（D）a、e 点

11. 高强度螺栓摩擦型连接与承压型连接相比，_____。

（A）没有本质区别　　（B）施工方法相同

（C）承载力计算方法不同　　（D）材料不同

12. C 级普通螺栓连接宜用于_____。

（A）吊车梁翼缘的拼接　　（B）屋盖支撑的连接

（C）吊车梁与制动结构的连接　　（D）框架梁与框架柱的连接

13. 高强度螺栓摩擦型连接受剪破坏时，作用剪力超过了_____作为承载能力极限状态。

（A）螺栓的抗拉强度　　（B）连接板件间的摩擦力

（C）连接板件的毛截面强度　　（D）连接板件的孔壁承压强度

14. 轴心受压柱端部铣平时，其与底板的连接焊缝、铆钉或螺栓的计算应_____。

（A）取柱最大压力的 15%　　（B）取柱最大压力的 25%

（C）取柱最大压力的 50%　　（D）取柱最大压力的 75%

15. 关于重级工作制吊车焊接吊车梁的腹板与上翼缘间的焊缝，_____。

（A）必须采用一级焊透对接焊缝　　（B）可采用三级焊透对接焊缝

（C）可采用角焊缝　　（D）可采用二级焊透对接焊缝

16. 在钢梁底面设置吊杆，其拉力设计值为 650 kN，吊杆通过 T 形连接件将荷载传给钢梁，T 形连接件与钢梁下翼缘板采用双排 8.8 级 M20 高强度螺栓摩擦型连接，预拉力 P = 125 kN，抗滑移系数 $\mu = 0.45$，则高强度螺栓的数量应为_____。

（A）4　　（B）6　　（C）8　　（D）10

17. 在钢梁底面设有吊杆，其拉力设计值为 650 kN（静载），吊杆通过节点板将荷载传给钢梁，节点板采用双面角焊缝焊于梁下翼缘，h_f = 10 mm，f_f^w = 160 N/mm^2，则每面焊缝长度为_____。

（A）240 mm　　（B）250 mm　　（C）260 mm　　（D）270 mm

18. 如图 3-89 所示节点板承受斜向静拉力设计值600 kN，节点板与构件采用双面角焊缝连接，h_f = 8 mm，钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，焊缝长度为_____。

（A）200 mm　　（B）320 mm

（C）360 mm　　（D）410 mm

19. 同上题条件，节点板与构件采用一级对接焊缝连接，钢材为 Q235B，则焊缝长度为_____。

（A）310 mm　　（B）330 mm

（C）370 mm　　（D）400 mm

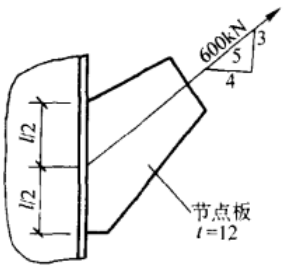


图 3-89　选择题 18 图

20～27 条件：如图 3-90 所示连接节点，斜杆承受轴向拉力设计值 $N = 400$ kN，钢材为 Q235B。焊接时采用 E43 型焊条。高强度螺栓连接时，采用 10.9 级 M20 螺栓摩擦型连接，接触面喷砂处理。普通螺栓受拉连接时，采用 M20 普通螺栓，级别为 4.6 级。

20. 若角钢与连接板采用两侧焊缝，则角焊缝“A”的长度为_____。

（A）150 mm　　（B）160 mm　　（C）220 mm　　（D）310 mm

21. 若角钢与连接板采用高强度螺栓摩擦型连接，则需用_____。

（A）2 个　　（B）3 个　　（C）4 个　　（D）5 个

22. 当偏心距 $e_0 = 0$ 时，连接板与翼缘板的角焊缝“B”至少长_____。

（A）160 mm　　（B）170 mm　　（C）280 mm　　（D）300 mm

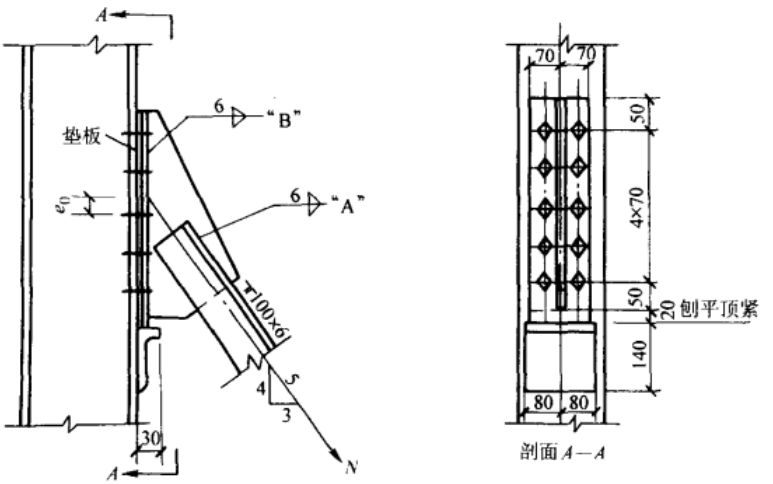


图 3-90　选择题 20～27 图

23. 当偏心距 $e_0 = 50$ mm，取焊缝计算长度 $l_w = 60h_f$ 时，角焊缝“B”的强度是_____。

（A）86.0 N/mm^2　　（B）105.8 N/mm^2

（C）109.3 N/mm^2　　（D）159.4 N/mm^2

24. 当偏心距 $e_0 = 0$ 时，翼缘板与柱的连接需要_____普通螺栓。

（A）4 个　　（B）6 个　　（C）8 个　　（D）10 个

25. 当偏心距 $e_0 = 50$ mm 时，若翼缘板与柱的连接采用 10 个普通螺栓连接，则_____。

（A）满足　　（B）不满足

（C）略不满足，但不必增加螺栓数目　　（D）富余太多，可以减少螺栓数目

26. 翼缘板宽 140 mm，厚 10 mm，垫板厚 6 mm，承托角钢将短肢切成 30 mm 宽，翼缘板底部刨平顶紧时局部承压应力是_____。

（A）129 N/mm^2　　（B）229 N/mm^2

（C）285 N/mm^2　　（D）300 N/mm^2

27. 承托角钢采用∟ 140×90×10，l = 160 mm，短肢切成 30 mm 宽，长肢焊在柱翼缘上，角焊缝焊脚尺寸为 8 mm，侧焊缝与底焊缝连续施焊，承托焊缝考虑竖向力的偏心影响取系数 α = 1.25。则_____。

（A）仅底侧角焊缝即可承受竖向力

（B）仅两侧角焊缝即可承受竖向力

（C）必须两侧及底部三面围焊才能承受竖向力

（D）必须加大承托角钢

3-2　图 3-91 中，2∟ 100×80×10 通过 14 mm 厚的连接板和 20 mm 厚的翼缘板连接于柱的翼缘，钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，手工焊，承受静力荷载设计值 N = 540 kN，要求确定角钢和连接板间的焊缝尺寸。

（1）采用侧面角焊缝；

（2）采用三面围焊缝，取 h_f = 6 mm。

3-3　计算习题 3-2 的连接板和翼缘板间的角焊缝：

（1）取 $d_1 = d_2$ = 170 mm，确定角焊缝的焊脚尺寸 h_f；

（2）改取 d_1 = 150 mm，d_2 = 190 mm，验算上面确定的 h_f。

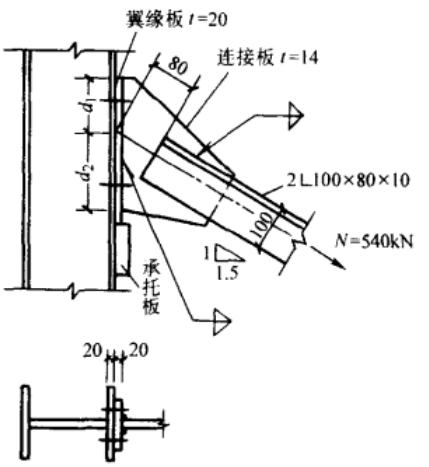


图 3-91　习题 3-2 图

3-4　试设计如图 3-92 所示牛腿与柱的连接角焊缝①、②、③。钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，手工焊。

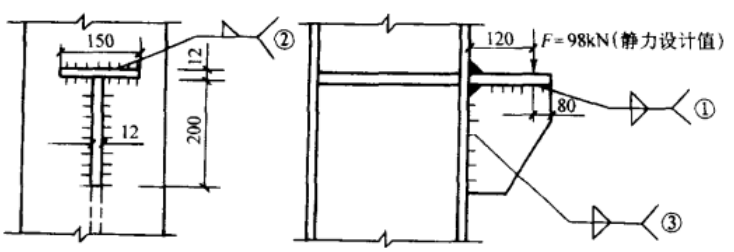


图 3-92　习题 3-4 图

3-5　习题 3-4 的连接中，如将焊缝②和焊缝③改为对接焊缝，按三级质量标准检验，试求该连接所能承受的最大荷载 F。

3-6　单槽钢牛腿与柱的连接如图 3-93 所示，三面围焊角焊缝采用 $h_f = 8$ mm（水平焊缝）和 $h_f = 6$ mm（竖焊缝）。钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，手工焊。试根据焊缝强度确定该牛腿所能承受的最大静力荷载设计值 F。

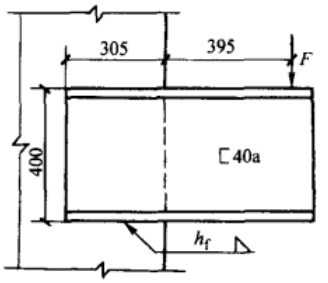


图 3-93　习题 3-6 图

3-7　焊接工字形截面梁，在腹板上设一道拼接的对接焊缝（图 3-94），拼接处作用荷载设计值：弯矩 $M = 1\ 122$ kN·mm，剪力 $V = 374$ kN，钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，半自动焊，三级检验标准，试验算该焊缝的强度。

3-8　试验算如图 3-95 所示梁与柱间的对接连接。荷载设计值 $V = 100$ kN，$M = 1\ 000$ kN·m，钢材为 Q235B，焊条为 E43 型，焊缝质量为三级检验标准。

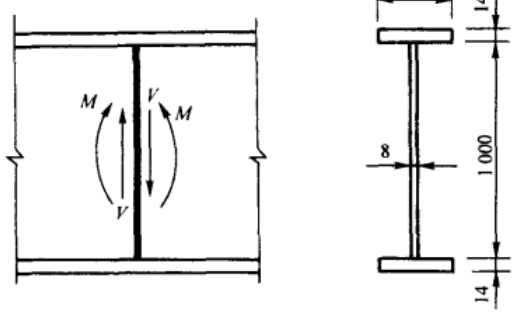


图 3-94　习题 3-7 图

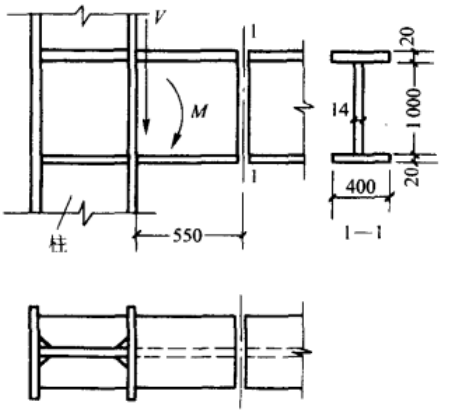


图 3-95　习题 3-8 图

3-9　Q235B 钢板承受轴心拉力设计值 $N = 1\ 350$ kN，采用 M24、4.6 级 C 级普通螺栓（孔径 25.5 mm）拼接如图 3-96 所示。试验算：（1）螺栓强度是否满足；（2）钢板在截面 1、截面 1 齿状、截面 2 处的强度是否满足；（3）拼接板的强度是否满足；（4）采用 8.8 级 M20 高强度螺栓承压型连接，试验算螺栓、钢板和拼接板的强度是否满足。

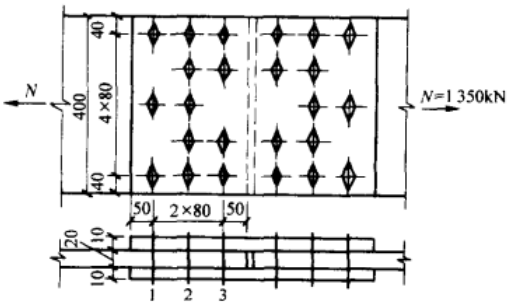


图 3-96　习题 3-9 图

3-10　习题 3-2 的连接中：

（1）角钢与连接板连接采用 4.6 级、C 级普通螺栓 M22，孔径为 23.5 mm。试设计此连接，并验算角钢的强度。

（2）角钢端板与柱翼缘采用 4.6 级、C 级普通螺栓 M22 连接，试设计此连接：①采用承托承受竖向力；②取消承托。

（3）角钢与连接板连接采用 8.8 级 M22 高强度螺栓摩擦型连接，孔径为 24 mm，板件接触面喷砂后涂无机富锌漆。试设计此连接，并验算角钢的强度。

（4）角钢端板与柱翼缘采用 10.9 级 M20 高强度螺栓摩擦型连接，板件接触面喷砂后涂无机富锌漆。试设计此连接：①采用承托承受竖向力；②取消承托。

3-11　图 3-97 所示牛腿承受荷载设计值 $F = 220$ kN，通过连接角钢和 8.8 级 M22 高强度螺栓摩擦型连接与柱相连。构件钢材为 Q235B，接触面喷砂后涂无机富锌漆。

（1）试验算连接强度是否满足设计要求。

（2）如采用 M20 高强度螺栓承压型连接，试验算连接强度是否满足设计要求。

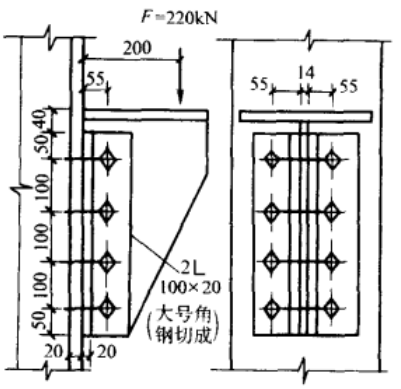


图 3-97　习题 3-11 图

3-12　试验算图 3-98 所示工字形截面钢梁采用高强度螺栓摩擦型连接的拼接，拼接范围的最大内力设计值为弯矩 $M = 2\ 600$ kN·m，剪力 $V = 650$ kN。已知钢材为 16Mn，螺栓为为 M20，孔径为 22 mm，接触面喷砂后涂无机富锌漆。（说明：翼缘拼接螺栓按翼缘轴心受力计算，取翼缘净截面面积和翼缘平均正应力的乘积；腹板拼接螺栓按腹板承受全部梁剪力 V 和按净截面惯性矩比例分配的弯矩 $M_w = MI_{wn}/I_n$ 计算。）

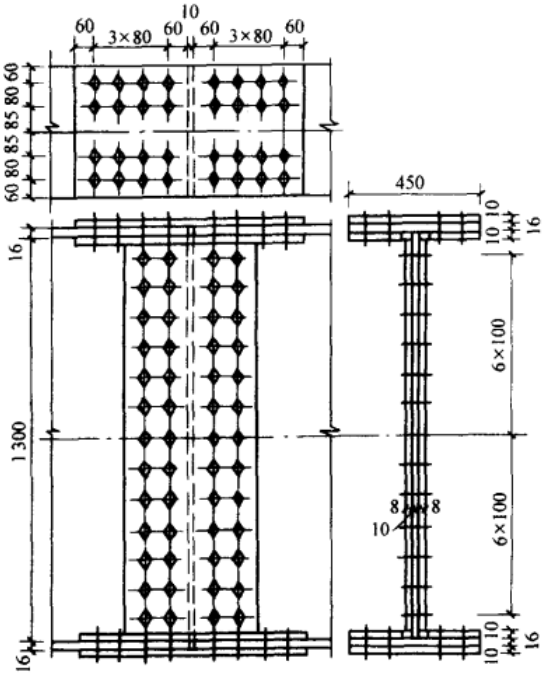


图 3-98　习题 3-12 图

答案

3－1 答案

1.（A）	2.（B）	3.（B）	4.（C）	5.（C）	6.（D）
7.（B）	8.（C）	9.（D）	10.（B）	11.（C）	12.（B）
13.（B）	14.（A）	15.（D）	16.（C）	17.（C）	18.（B）
19.（A）	20.（C）	21.（C）	22.（D）	23.（D）	24.（B）
25.（A）	26.（B）	27.（C）			

第四章　轴心受力构件

第一节　概　　述

轴心受力构件包括轴心受拉构件（轴心拉杆）和轴心受压构件（轴心压杆）两种。在钢结构中轴心受力构件的应用十分广泛，例如桁架、塔架和网架等结构体系中的杆件。轴心受压构件也广泛用于工业建筑的操作平台和其他结构的支柱以及一些支撑系统中。

轴心受力构件的截面有多种形式，如图 4-1 所示。图 4-1（a）为轧制型钢截面，包括圆钢、圆管、方管、角钢、工字钢、H 型钢、T 形钢和槽钢等。图 4-1（b）为冷弯薄壁型钢截面，包括带卷边和不带卷边的角形截面、帽形截面、槽形截面和方管截面等，采用冷弯薄壁型钢截面的轴心受力构件应按《冷弯薄壁型钢结构设计规范》进行设计。图 4-1（c）为利用型钢或钢板组成的组合截面。图 4-1（d）为格构式组合截面，格构式构件可使轴心受压构件实现两主轴方向的等稳定性，并且刚度大，抗扭性能好，用料较省。

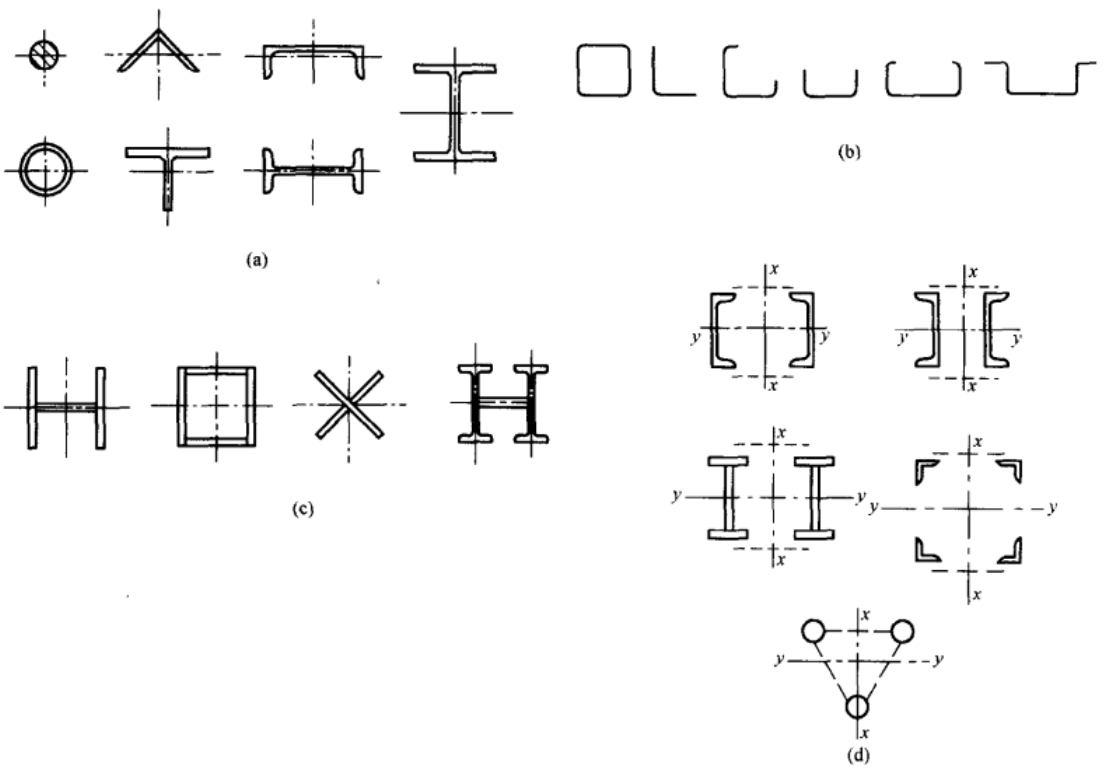


图 4-1　轴心受力构件的截面形式

轴心受力构件的设计应同时满足承载能力极限状态和正常使用极限状态的要求。轴心受

拉构件的设计需分别进行强度和刚度的计算，轴心受压构件的设计需分别进行强度、整体稳定、局部稳定和刚度的计算。轴心受力构件的刚度通过限制其长细比来保证。

第二节　轴心受力构件的强度和刚度

一、轴心受力构件的强度计算

轴心受力构件的强度是以截面的平均应力达到钢材的屈服点为承载能力极限状态。当构件的截面局部有削弱时，截面上应力分布不再均匀，在孔洞附近出现如图 4-2（a）所示的应力集中现象。在弹性阶段，孔壁边缘的最大应力 σ_{max} 可能达到构件毛截面平均应力 σ_a 的三倍。若拉力继续增加，当孔壁边缘的最大应力达到材料的屈服点后，应力不再继续增加，塑性变形增大，截面上的应力产生重分布，最后达到均匀分布（图 4-2（b））。因此，对于有孔洞削弱的轴心受力构件，仍以其净截面的平均应力达到屈服点作为设计的控制值。

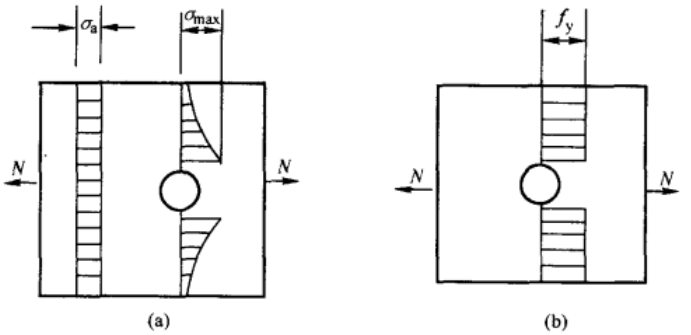


图 4-2　有孔洞拉杆的截面应力分布

轴心受力构件的强度计算式为

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leqslant f \tag{4-1}$$

式中：N ——构件的轴心拉力或压力设计值；

A_n ——构件的净截面面积；

f ——钢材的抗拉强度设计值，按附表 1-1 采用。

对于采用高强度螺栓摩擦型连接的构件，验算净截面强度时应考虑一部分剪力已由孔前接触面传递，如图 4-3 所示。因此，验算最外列螺栓处危险截面的强度时，应按下式计算

$$\sigma = \frac{N'}{A_n} \leqslant f \tag{4-2}$$

$$N' = N\left(1 - 0.5\frac{n_1}{n}\right) \tag{4-3}$$

式中：n ——连接一侧的高强度螺栓总数；

n_1 ——计算截面（最外列螺栓）处的高强度螺栓数；

0.5 ——孔前传力系数。

采用高强度螺栓摩擦型连接的构件，除按式（4-2）验算净截面强度外，还应按下式验算毛截面强度

$$\sigma = \frac{N}{A} \leqslant f \tag{4-4}$$

式中：A ——构件的毛截面面积。

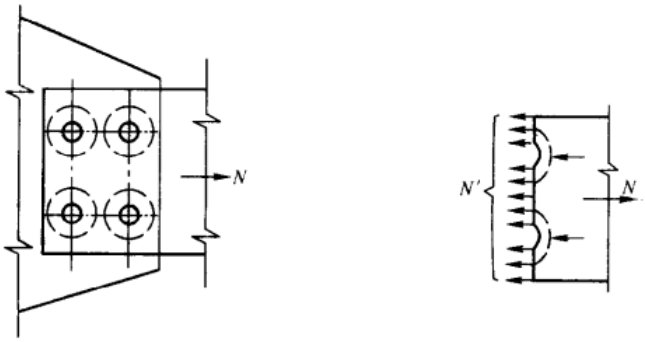


图 4-3　高强度螺栓的孔前传力

二、轴心受力构件的刚度计算

为满足结构的正常使用要求，轴心受力构件应具有一定的刚度，以保证构件不会在运输和安装过程中产生弯曲或过大的变形，不会在使用期间因自重产生明显下挠，也不会在动力荷载作用下发生较大的振动。对于轴心受压构件，刚度过小还会显著降低其极限承载力。

轴心受力构件的刚度是以限制其长细比来保证的，即

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leqslant [\lambda] \tag{4-5}$$

式中：λ ——构件的长细比；

l_0 ——构件的计算长度；

i ——截面对应于屈曲轴的回转半径，$i = \sqrt{I/A}$；

$[\lambda]$ ——构件的容许长细比。

《钢结构设计规范》根据构件的重要性和荷载情况，分别规定了轴心受拉和轴心受压构件的容许长细比，分别列于表 4-1 和 4-2。

表 4-1　轴心受拉构件的容许长细比

项次	构件名称	承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构		直接承受动力荷载的结构
		一般建筑结构	有重级工作制吊车的厂房	
1	桁架的杆件	350	250	250
2	吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	300	200	—
3	其他拉杆、支撑、系杆等（张紧的圆钢除外）	400	350	—

注：①承受静力荷载的结构中，可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比。

②在直接或间接承受动力荷载的结构中，计算单角钢受拉构件的长细比时，应采用角钢的最小回转半径；但在计算交叉点相互连接的交叉杆件平面外的长细比时，应采用与角钢肢边平行轴的回转半径。

③中、重级工作制吊车桁架下弦杆的长细比不宜超过 200。

④在设有夹钳或刚性料耙等硬钩吊车的厂房中，支撑（表中第 2 项除外）的长细比不宜超过 300。

⑤受拉构件在永久荷载与风荷载组合作用下受压时，其长细比不宜超过 250。

⑥跨度等于或大于 60 m 的桁架，其受拉弦杆和腹杆的长细比不宜超过 300（承受静力荷载或间接承受动力荷载）或 250（直接承受动力荷载）。

表 4-2　轴心受压构件的容许长细比

项　次	构　件　名　称	容许长细比
1	柱、桁架和天窗架中的杆件	150
	柱的缀条、吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	
2	支撑（吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑除外）	200
	用以减小受压构件长细比的杆件	

注：①桁架（包括空间桁架）的受压腹杆，当其内力等于或小于承载能力的 50%时，容许长细比值可取 200。

②计算单角钢受压的长细比时，应采用角钢的最小回转半径；但计算在交叉点相互连接的交叉杆件平面外的长细比时，可采用与角钢肢边平行轴的回转半径。

③跨度等于或大于 60 m 的桁架，其受压弦杆和端压杆的容许长细比值宜取为 100，其他受压腹杆可取为 150（承受静力荷载或间接承受动力荷载）或 120（直接承受动力荷载）。

④由容许长细比控制截面的杆件，在计算长细比时，可不考虑扭转效应。

［**例题 4-1**］　焊接桁架的下弦杆，轴心拉力设计值 $N=620$ kN，承受间接动力荷载。下弦杆在桁架平面内的计算长度 $l_{0x}=6.0$ m，桁架平面外的计算长度 $l_{0y}=12.0$ m。采用双角钢组成的 T 形截面，节点板厚度为 12 mm，钢材为 Q235 B。试确定此拉杆的截面尺寸。

［**解**］

Q235 钢的抗拉强度设计值 $f=215$ N/mm^2，承受间接动力荷载时桁架拉杆的容许长细比 $[\lambda]=350$。焊接结构，$A_n=A$。

需要的构件截面面积

$$A_n \geqslant \frac{N}{f}=\frac{620\times10^3}{215}=2\,883.7\ (\text{mm}^2)$$

需要的截面回转半径

$$i_x \geqslant \frac{l_{0x}}{[\lambda]}=\frac{6\,000}{350}=17.1\ (\text{mm})$$

$$i_y \geqslant \frac{l_{0y}}{[\lambda]}=\frac{12\,000}{350}=34.3\ (\text{mm})$$

因需要的 $i_y \approx 2i_x$，拟选用两个不等边角钢，长边外伸如图 4-4 所示。查附表 7-5。选用 2∟ 100×63×10，几何特性为

$A=3\,100.0$ mm^2 $>2\,883.7$ mm^2

$i_x=17.5$ mm >17.1 mm

$i_y=51.0$ mm >34.3 mm

A 和 i_x、i_y 都满足要求，故不需再进行验算。

x 考虑到上述所选不等边角钢截面的 i_y 远大于需要的 i_y，i_x 则刚好满足要求，本例题可能选用两个等边角钢的截面。

选用　2∟ 110×7（附表 7-4）

$A=2\times1\,520.0=3\,040.0$（mm^2）$>2\,883.7$ mm^2

$i_x=34.1$ mm >17.1 mm

$i_y=49.4$ mm >34.3 mm

也都满足要求，因而也不必再进行验算。

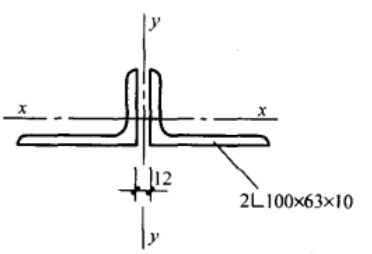


图 4-4　例题 4-1 图

比较上述两种截面，等边角钢方案的截面积略小。且其两个方向的长细比接近，$\lambda_x = 6\,000/34.1 = 176$ 和 $\lambda_y = 12\,000/49.4 = 243$。不等边角钢截面虽也满足刚度要求，但其 $\lambda_x = 6\,000/17.5 = 343$，已接近容许值 350。因此，以采用 2∟ 110×7 为宜。

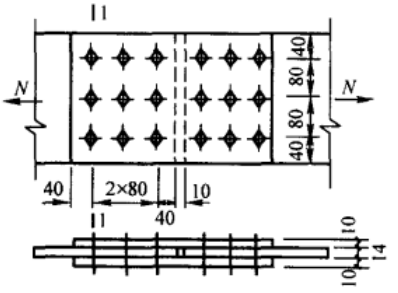


图 4-5　例题 4-2 图

［**例题 4-2**］　验算图 4-5 所示的采用高强度螺栓摩擦型连接的钢板截面强度。螺栓直径 20 mm，孔径 22 mm，钢材为 Q235，承受轴心拉力设计值 $N = 600$ kN。

［**解**］

采用高强度螺栓摩擦型连接，按危险截面 1-1 验算构件强度。

$$N' = \left(1 - 0.5\frac{n_1}{n}\right) N = \left(1 - 0.5 \times \frac{3}{9}\right) \times 600 = 500\ (\text{kN})$$

$$A_n = (240 - 3 \times 22) \times 14 = 2\,436\ (\text{mm}^2)$$

净截面验算　$\sigma = \dfrac{N'}{A_n} = \dfrac{500\,000}{2\,436} = 205.3\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2$（满足要求）

毛截面验算　$\sigma = \dfrac{N}{A} = \dfrac{600\,000}{240 \times 14} = 178.6\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2$（满足要求）

三、索的受力性能和强度计算

钢索是一种特殊的受拉构件，广泛应用于悬索结构、张拉结构、桅杆纤绳和预应力结构中。

悬索作为柔性构件，其内力不仅和荷载作用有关，而且和变形有关，具有很强的几何非线性，需要由二阶分析来计算内力。悬索的内力和位移可按弹性阶段进行计算，通常采用下列基本假定：

(1) 索是理想柔性的，不能受压，也不能抗弯。

(2) 索的材料符合虎克定律。

高强钢丝组成的钢索在加载初期存在少量松弛变形。实际工程中，钢索在使用前均需进行预张拉，以消除非弹性初始变形。

钢索一般为高强钢丝组成的平行钢丝束、钢绞线和钢丝绳等。根据结构形式的不同，有时也可用圆钢或型钢。

钢索的强度计算，目前国内外均采用容许应力法，按下式进行

$$\frac{N_{k\max}}{A} \leqslant \frac{f_k}{K} \tag{4-6}$$

式中：$N_{k\max}$——按恒载（标准值）、活载（标准值）、预应力、地震荷载和温度等各种组合工况下计算所得的钢索最大拉力标准值；

A——钢索的有效截面积；

f_k——钢索材料强度的标准值；

K——安全系数，宜取 2.5～3.0。

第三节　轴心受压构件的整体稳定

当轴心受压构件的长细比较大而截面又没有孔洞削弱时，一般不会因为截面的平均应力达到抗压强度设计值而丧失承载能力，因而不必进行强度计算。整体稳定是轴心受压构件截面设计的决定性因素。

一、理想轴心受压构件的屈曲临界力

理想轴心受压构件就是假设构件完全挺直，荷载沿构件形心轴作用，在受荷之前构件无初始应力、初弯曲和初偏心等缺陷，截面沿构件是均匀的。当压力达到某临界值时，理想轴心受压构件可能以三种屈曲形式丧失稳定。

（1）弯曲屈曲

构件的截面只绕一个主轴旋转，构件的纵轴由直线变为曲线，这是双轴对称截面构件最常见的屈曲形式。图 4-6（a）就是两端铰接工字形截面构件发生的绕弱轴的弯曲屈曲。

（2）扭转屈曲

失稳时构件除支承端外的各截面均绕纵轴扭转，图 4-6（b）为长度较小的十字形截面构件可能发生的扭转屈曲。

（3）弯扭屈曲

单轴对称截面构件绕对称轴屈曲时，在发生弯曲变形的同时必然伴随着扭转。图 4-6（c）即T形截面构件发生的弯扭屈曲。

下面讨论理想轴心受压构件的屈曲临界力的计算。

1. 弯曲屈曲的临界力

图 4-7 所示为一长 l、两端铰接的等截面理想轴心受压构件，当轴心力 N 达到临界值时，构件处于曲的微弯状态，现求解其弯曲屈曲的临界力 N_{cr}。

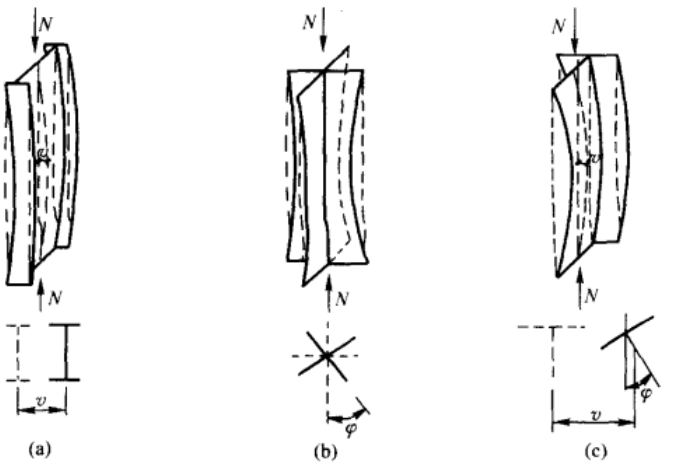


图 4-6　轴心受压构件的屈曲变形

轴心受压构件发生弯曲时，截面中将引起弯矩 M 和剪力 V，任一点由弯矩产生变形为 y_1，由剪力产生变形为 y_2，根据图 4-7，则总变形为 $y = y_1 + y_2$。

杆件弯曲变形后的曲率

$$\frac{d^2y_1}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \tag{4-7}$$

在剪力 V 作用下，杆件变形曲线因剪力影响而产生的斜率的改变

$$\gamma = \frac{dy_2}{dx} = \frac{\beta}{GA}V = \frac{\beta}{GA}\frac{dM}{dx} \tag{4-8}$$

式中：A，I ——杆件的截面面积和惯性矩；

E，G ——材料的弹性模量和剪变模量；

β ——与截面形状有关的系数。

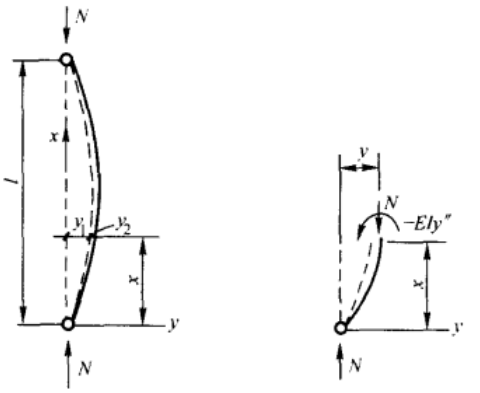


图 4-7　两端铰支轴心压杆的临界状态

由于 $M = Ny$，且 $\dfrac{d^2y_2}{dx^2} = \dfrac{\beta}{GA}\dfrac{d^2M}{dx^2}$

因而考虑剪力影响的平衡条件

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{N}{EI}y + \frac{\beta N}{GA}\frac{d^2y}{dx^2}$$

整理后得

$$y''\left(1 - \frac{\beta N}{GA}\right) + \frac{N}{EI}y = 0$$

令 $k^2 = \dfrac{N}{EI\left(1 - \dfrac{\beta N}{GA}\right)}$，则

$$y'' + k^2 y = 0$$

代入边界条件 $x = 0$ 和 $x = l$ 时，$y = 0$，满足上式的最小 k 值

$$k^2 = \frac{N}{EI\left(1 - \dfrac{\beta N}{GA}\right)} = \frac{\pi^2}{l^2}$$

则临界力

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}\frac{1}{1 + \dfrac{\pi^2 EI}{l^2}\dfrac{\beta}{GA}} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}\frac{1}{1 + \dfrac{\pi^2 EI}{l^2}\gamma_1} \tag{4-9}$$

式中：γ_1 ——单位剪力时的轴线转角，$\gamma_1 = \beta/(GA)$。

临界应力

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\frac{1}{1 + \dfrac{\pi^2 EA}{\lambda^2}\gamma_1} \tag{4-10}$$

式中：λ ——杆件的长细比。

通常剪切变形的影响较小。计算表明，对实腹式构件略去剪切变形，临界力只相差 3‰ 左右。若只考虑弯曲变形，则上述临界力公式即为著名的欧拉临界力公式

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \tag{4-11}$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \tag{4-12}$$

在上面的推导中，假定 E 为常量，因此要求临界应力 σ_{cr} 不超过材料的比例极限 f_p。当

杆件的临界应力 σ_{cr} 超过了材料的比例极限 f_p，进入弹塑性阶段后，一般采用两种理论来计算杆件的弹塑性临界力，即双模量理论和切线模量理论。采用切线模量理论更接近试验结果。

切线模量理论假设：①当轴心压力达到临界压力 N_{cr} 时，杆件仍保持顺直，但微弯时，轴心力增加了 ΔN；②虽然 ΔN 很小，但所增加的平均压应力恰好等于截面凸侧所产生的弯曲拉应力。因此认为全截面都是应变和应力增加，没有退降区，如图 4-8 所示，这就使切线模量 E_t 适用于全截面。

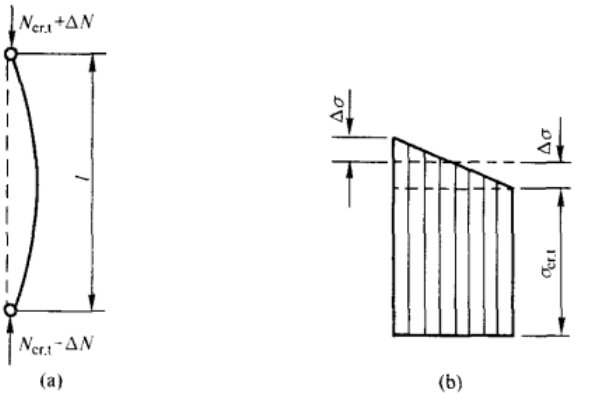


图 4-8　切线模量理论

临界力

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 E_t I}{l^2} \tag{4-13}$$

临界应力

$$\sigma_{cr}=\frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2} \tag{4-14}$$

在实际结构中，压杆端部不可能都为铰接。对任意端部支承的压杆，其临界力可用下式表达

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2}=\frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \tag{4-15}$$

式中：l_0 ——计算长度，$l_0=\mu l$；

μ ——计算长度系数。

引入计算长度后，就可把两端非铰接的杆件转换为等效的两端铰接杆件。

表 4-3 列出了几种理想端部条件压杆的计算长度系数 μ 值。对于无转动的端部条件，实际工程很难完全实现，所以 μ 的建议值有所增加。对于铰接端部条件的压杆，实际的连接构造也往往存在一定的约束，此种约束提供的有利影响程度与连接构造情况有关，目前国内外都在进行研究，表 4-3 没有考虑这种有利影响。

表 4-3　轴心受压构件计算长度系数 μ 值

项　次	1	2	3	4	5	6
简　图						
μ 的理论值	0.50	0.70	1.0	1.0	2.0	2.0
μ 的建议值	0.65	0.80	1.0	1.2	2.1	2.0
端部条件符号	无转动 无侧移	无转动 自由侧移	自由转动 无侧移	自由转动 自由侧移		

2. 扭转屈曲的临界力

图 4-9 所示为一双轴对称截面构件，在轴心压力 N 作用下，除可能沿 x 轴或 y 轴弯曲屈曲外，还可能绕 z 轴发生扭转屈曲。假定此构件两端为简支并符合夹支条件，即端部截面可自由翘曲，但不能绕 z 轴转动，即为约束扭转。约束扭转时构件纵向纤维发生弯曲，因此截面中必然产生正应力，称为翘曲正应力。由此伴生弯曲剪应力，称为翘曲剪应力。

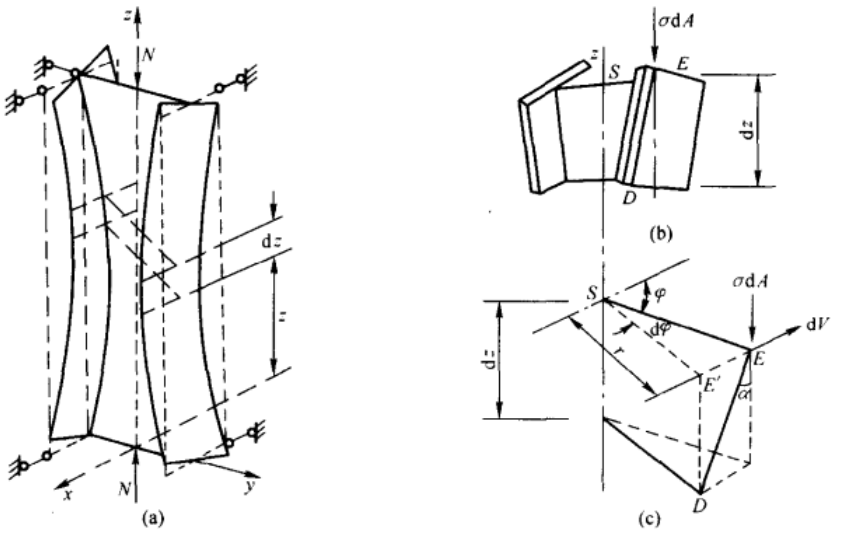


图 4-9　双轴对称截面的扭转屈曲

截面翘曲剪应力形成的翘曲扭矩，再加上自由扭转产生的扭矩，与外扭矩 M_T 相平衡，即

$$M_T = M_t + M_\omega \tag{4-16}$$

$$M_t = GI_t\varphi' \tag{4-17}$$

$$M_\omega = -EI_\omega\varphi''' \tag{4-18}$$

式中：M_T ——纵向纤维倾斜时由外力 N 产生的扭矩；

M_t ——自由扭转扭矩；

M_ω ——翘曲扭矩；

φ ——截面的扭转角；

I_ω ——截面的扇性惯性矩（翘曲常数）；

I_t ——截面的抗扭惯性矩（扭转常数）。

当截面由几个狭长矩形板组成时（如工字形、H 形、T 形、槽形、角形等），I_t 可由下式计算

$$I_t = \frac{k}{3}\sum_{i=1}^{n} b_i t_i^3 \tag{4-19}$$

式中：b_i，t_i ——矩形板的宽度和厚度；

k ——考虑连接处的有利影响系数，其值由试验确定（对角形截面 $k = 1.0$；T 形截面 $k = 1.15$；槽形截面 $k = 1.12$；工字形和 H 形截面 $k = 1.25$）。

把式（4-17）和式（4-18）代入式（4-16），则得约束扭转的平衡方程

$$-EI_\omega\varphi''' + GI_t\varphi' = M_T \tag{4-20}$$

设杆件任意截面的扭转角为 φ，则长度为 dz 的微元段两个邻近截面的相对扭转角为 $d\varphi$，E、D 两点为两截面的对应点（图 4-9（b）），ED 纤维发生倾斜，倾角为

$$\alpha = \frac{EE'}{dz} = r\frac{d\varphi}{dz}$$

式中：r ——E 点到截面剪切中心的距离。

E 点处的微压力 σdA 在微截面上的横向剪力

$$dV = \sigma dA\alpha = \sigma dAr\varphi'$$

此横向剪力对剪切中心的扭矩为 $\sigma dAr^2\varphi'$，故全截面的扭矩

$$M_T = \int_A \sigma r^2\varphi' dA = \sigma\varphi'\int_A r^2 dA = \sigma\varphi' Ai_0^2 = Ni_0^2\varphi'$$

式中：$\int_A r^2 dA = Ai_0^2$ 为截面极惯性矩，其值等于 $I_x + I_y$；$i_0 = \sqrt{(I_x + I_y)/A}$，称为截面对剪切中心（双轴对称截面即形心）的极回转半径。

将 M_T 代入式（4-20）中，即得轴心受压构件扭转屈曲的平衡微分方程

$$-EI_\omega\varphi''' + GI_t\varphi' = Ni_0^2\varphi' \tag{4-21}$$

令 $k^2 = \dfrac{Ni_0^2 - GI_t}{EI_\omega}$，得

$$\varphi''' + k^2\varphi' = 0$$

代入边界条件 $z=0$ 时，$\varphi=0$（杆端夹支）；$z=0$ 时，$\varphi''=0$（杆端自由翘曲），满足上式的最小 k 值

$$k^2 = \frac{\pi^2}{l^2} = \frac{Ni_0^2 - GI_t}{EI_\omega}$$

式中的 N 就是扭转屈曲临界力，用 N_z 表示

$$N_z = \left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} + GI_t\right)\frac{1}{i_0^2} \tag{4-22}$$

式（4-22）是根据弹性屈曲理论导出的，括号中的第二项为自由转动部分，与长度无关；而第一项为翘曲扭转部分，与长度有关。若将 l 改为计算长度 l_ω，则式（4-22）可用于各种支承情况。

在轴心受压构件扭转屈曲的计算中，可采用扭转屈曲临界力与欧拉临界力相等得到换算长细比 λ_z，由

$$N_z = \left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{l_\omega^2} + GI_t\right)\frac{1}{i_0^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_z^2}A$$

得

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{Ai_0^2}{I_\omega/l_\omega^2 + GI_t/(\pi^2 E)}} = \sqrt{\frac{Ai_0^2}{I_\omega/l_\omega^2 + I_t/25.7}} \tag{4-23}$$

式中：i_0 ——截面对剪心的极回转半径，对双轴对称截面 $i_0^2 = i_x^2 + i_y^2$；

l_ω ——扭转屈曲的计算长度，对两端铰接、端部截面可自由翘曲或两端嵌固、端部截面翘曲受到完全约束的构件，取 $l_\omega = l_{0y}$。

由换算长细比 λ_z 可按弯曲失稳的柱子曲线获得稳定系数 φ 值。由于稳定系数 φ 中已考虑构件的初始缺陷和材料的非弹性，相当于扭转屈曲也考虑这些非理想因素。这种间接考虑的方法虽有一定近似性，但不失为一种简便可行之路。

对常用的十字形双轴对称截面构件（图 4-10），换算长细比计算式（4-23）中的 I_ω/l_ω^2 项影响甚小，通常可忽略不计，则

$$\lambda_z=\sqrt{\frac{25.7Ai_0^2}{I_t}}=\sqrt{\frac{25.7\ (I_x+I_y)}{4\times bt^3/3}}=5.07b/t \qquad (4\text{-}24)$$

故双轴对称的十字形截面轴心受压构件，只要 $\lambda_x=\lambda_y>\lambda_z$，就不会由扭转屈曲控制设计。《钢结构设计规范》规定“双轴对称十字形截面杆件，λ_x 或 λ_y 的取值不得小于 $5.07b/t$”，就是源于此。

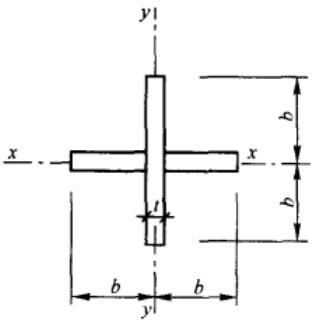


图 4-10　十字形截面

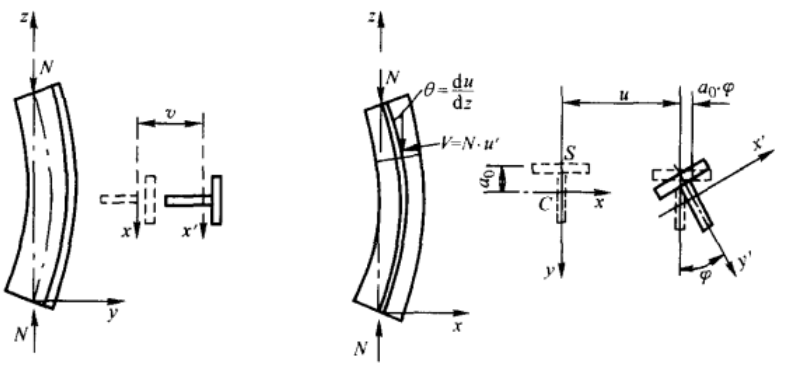
3. 弯扭屈曲的临界力

如图 4-11 所示的单轴对称 T 形截面构件，当绕非对称轴（x 轴）屈曲时，截面上的剪应力的合力必然通过剪切中心，所以只有平移没有扭转，即发生弯曲屈曲（图 4-11（a））。当截面绕 y 轴（对称轴）发生平面弯曲变形时，横截面产生剪力（作用于形心 C）与内剪力流的合力（作用于剪心 S）不重合，必然伴随着扭转，这种现象称为弯扭屈曲（图 4-11（b））。

弯扭屈曲的轴心受压构件（图 4-11（b）），在微弯和微扭状态下，可建立两个平衡方程。

对 y 轴（对称轴）的弯矩平衡方程：截面剪切中心 S 沿 x 轴方向的位移为 u，由于扭转角 φ 使形心（即压力作用点）增加位移 $a_0\varphi$（a_0 为形心与剪心距离），故平衡方程

$$-EI_y u''=N\ (u+a_0\varphi) \qquad (4\text{-}25)$$



(a) 绕非对称轴的弯曲屈曲　　(b) 绕对称轴的弯扭屈曲

图 4-11　单轴对称截面轴心受压构件的屈曲

对 z 轴（纵轴）的扭矩平衡方程：由于产生侧向位移后，横向剪力（通过压力作用点）对剪心产生扭矩 Na_0u'，所以对纵轴扭矩的平衡方程应是在轴心受压构件扭转屈曲方程的基础上增加这一外扭矩，即

$$-EI_\omega\varphi'''+GI_t\varphi'=Ni_0^2\varphi'+Na_0u' \qquad (4\text{-}26)$$

式中：i_0 ——截面对剪切中心的极回转半径，对单轴对称截面 $i_0^2=a_0^2+i_x^2+i_y^2$。

对两端铰接且端截面可自由翘曲的弹性杆件，其挠度和扭转角均为正弦曲线分布，即

$$u = C_1 \sin \frac{\pi z}{l}$$

$$\varphi = C_2 \sin \frac{\pi z}{l}$$

代入式（4-25）和式（4-26）中，得

$$\sin \frac{\pi z}{l}\left[\left(\frac{\pi^2 EI_y}{l^2} - N\right)C_1 - Na_0 C_2\right] = 0$$

$$\frac{\pi}{l}\cos \frac{\pi z}{l}\left[-Na_0 C_1 + \left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} + GI_t - Ni_0^2\right)C_2\right] = 0$$

由于微变形状态，$\sin\left(\frac{\pi z}{l}\right)$ 和 $\cos\left(\frac{\pi z}{l}\right)$ 不能等于零，故以上两式方括号中数值必然等于零。令 $N_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}$，$N_z = \left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} + GI_t\right)\frac{1}{i_0^2}$，得

$$(N_{Ey} - N)C_1 - Na_0 C_2 = 0$$

$$-Na_0 C_1 + (N_z - N)i_0^2 C_2 = 0$$

当 C_1 和 C_2 为非零解时，应使系数的行列式等于零，即

$$\begin{vmatrix} N_{Ey} - N & -Na_0 \\ -Na_0 & (N_z - N)i_0^2 \end{vmatrix} = 0$$

得

$$(N_{Ey} - N)(N_z - N) - N^2\left(\frac{a_0}{i_0}\right)^2 = 0 \tag{4-27}$$

上式解的最小值即为弯扭屈曲的临界力 N_{cr}。由此式可知，对双轴对称截面因 $a_0 = 0$，得 $N_{cr} = N_{Ey}$ 或 $N_{cr} = N_z$，即临界力为弯曲屈曲和扭转屈曲临界力的较小者；对单轴对称截面 $a_0 \neq 0$，N_{cr} 比 N_{Ey} 和 N_z 都小，a_0/i_0 值愈大，小得愈多。

式（4-27）是理想直杆的弹性弯扭屈曲临界力计算式，如果杆件进入弹塑性阶段或再考虑初始缺陷，将使计算非常复杂。《钢结构设计规范》将完全弹性的弯扭屈曲临界力与欧拉临界力相比较，得到换算长细比，再以此长细比由弯曲失稳的柱子曲线获得稳定系数 φ 值。这种间接考虑非弹性和初始缺陷影响的方式，虽有一定近似性，但不失为一种简便可行的办法。

令式（4-27）中的 $N = N_{cr} = \pi^2 EA/\lambda_{yz}^2$，$N_{Ey} = \pi^2 EA/\lambda_y^2$，$N_z = \pi^2 EA/\lambda_z^2$，可以解得单轴对称截面轴心受压构件绕对称轴的换算长细比

$$\lambda_{yz} = \frac{1}{\sqrt{2}}\left[(\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4\left(1 - \frac{a_0^2}{i_0^2}\right)\lambda_y^2 \lambda_z^2}\right]^{1/2} \tag{4-28}$$

式中：λ_y ——绕对称轴的弯曲屈曲长细比；

λ_z ——扭转屈曲换算长细比。

二、初始缺陷对轴心受压构件承载力的影响

以上介绍的是理想轴心受压构件的屈曲临界力，实际工程中的构件不可避免地存在初弯

曲、荷载初偏心和残余应力等初始缺陷，这些缺陷会降低轴心受压构件的稳定承载力，必须加以考虑。

1. 残余应力的影响

残余应力包括纵向残余应力和横向残余应力两种。横向残余应力的绝对值一般很小，而且对构件承载力的影响甚微，故通常只考虑纵向残余应力。图 4-12 给出了几种截面的纵向残余应力计算简图。图 4-12（a）是轧制普通工字钢截面，其腹板较薄，热轧后首先冷却，翼缘在冷却收缩过程中受到腹板的约束，因此翼缘中产生纵向残余拉应力，而腹板中部受到压缩作用产生纵向压应力。图 4-12（b）是轧制 H 型钢截面，由于翼缘较宽，其端部先冷却，因此具有残余压应力，其值 $\sigma_{rc}=0.3f_y$ 左右；残余应力在翼缘宽度上的分布，常假设为抛物线或取为直线。图 4-12（c）为翼缘是轧制边或剪切边的焊接工字形截面，其残余应力分布情况与轧制 H 型钢截面类似，但翼缘与腹板连接处的残余拉应力通常达到钢材屈服点。图 4-12（d）为翼缘是火焰切割边的焊接工字形截面，翼缘端部和翼缘与腹板连接处都产生残余拉应力，而后者也经常达到钢材屈服点。图 4-12（e）是焊接箱形截面，焊缝处的残余拉应力也达到钢材的屈服点，为了互相平衡，板的中部自然产生残余压应力。图 4-12（f）是轧制等边角钢截面的残余应力分布。

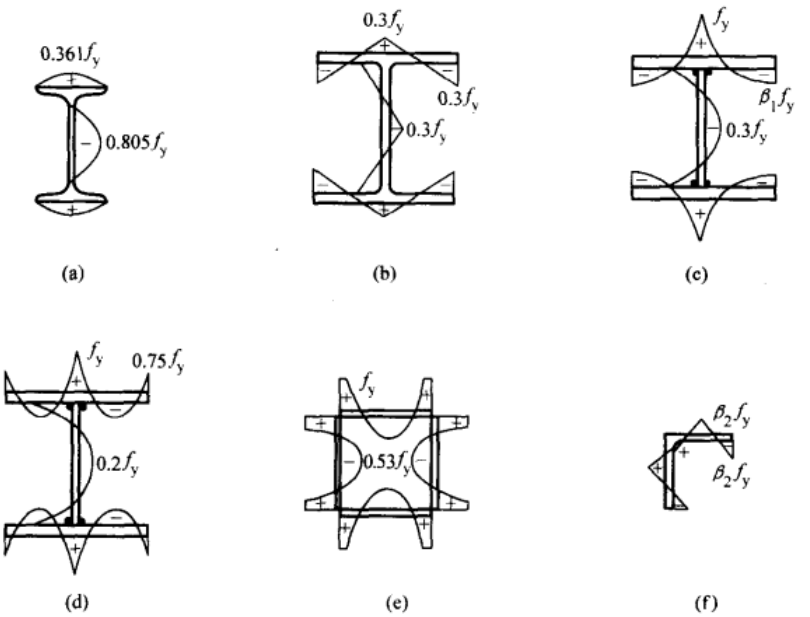


图 4-12　纵向残余应力简化图（$\beta_1=0.3\sim0.6$，$\beta_2\approx0.25$）

以上的残余应力一般假设沿厚度方向不变，板内外都是同样的分布图形。但此种假设只是在板件较薄的情况才成立。对厚板组成的截面，残余应力沿厚度方向有较大变化，不能忽视。图 4-13（a）为轧制厚板焊接的工字形截面，翼缘板外表面具有残余压应力，端部压应力可能达到屈服点；翼缘板的内表面与腹板连接焊缝处有较高的残余拉应力；而在板厚的中部残余应力则介于内、外表面之间，随板件宽厚比和焊缝大小而变化。图 4-13（b）为无缝轧制钢管，由于外表面先冷却，后冷却的内表面受到外表面的约束，故有残余拉应力，而外表面存在残余应力，从而产生沿厚度变化的残余应力，但其值不大。

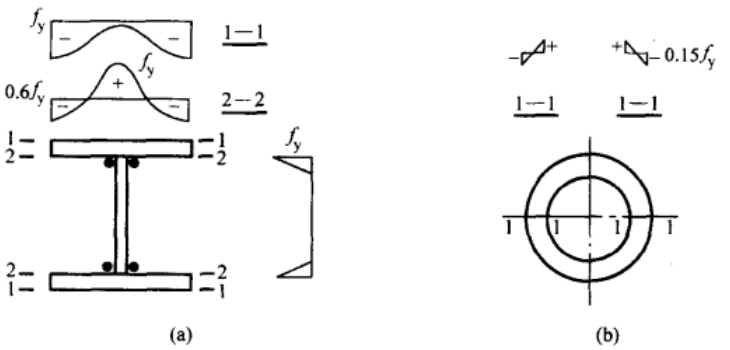


图 4-13　厚板（或厚壁）截面的残余应力

当轴心受压构件截面的平均应力 $\sigma > f_p$ 时，杆件截面内将出现部分塑性区和部分弹性区。由切线模量理论可知，微弯时无应变变号，即弯曲应力都是增加。由于截面塑性区应力不可能再增加，能够产生抵抗力矩的只是截面的弹性区，此时的临界力

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_e}{l^2} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}\frac{I_e}{I} \tag{4-29}$$

临界应力

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\frac{I_e}{I} \tag{4-30}$$

式中：I_e ——弹性区的截面惯性矩；

I ——全截面的惯性矩。

下面以忽略腹板部分的轧制 H 型钢为例，推导其弹塑性阶段的临界应力值。

当 $\sigma = N/A > f_p$ 时，翼缘中塑性区和应力分布如图 4-14（a）、（b）所示，翼缘宽度为 b_1，弹性区宽度为 kb_1。

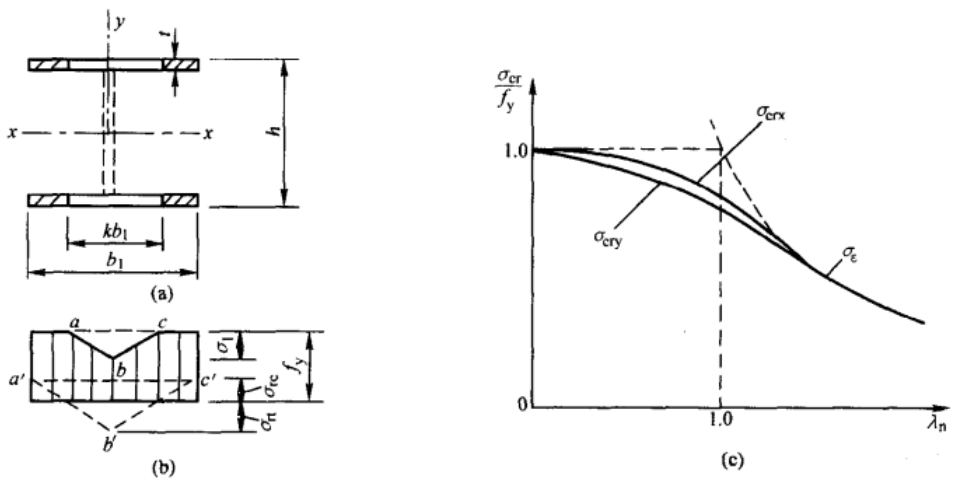


图 4-14　仅考虑残余应力的柱子曲线

对 x —x 轴（强轴）屈曲时

$$\sigma_{crx}=\frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}\frac{I_{ex}}{I_x}=\frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}\frac{2t(kb_1)h^2/4}{2tb_1h^2/4}=\frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}k \tag{4-31a}$$

对 y—y 轴（弱轴）屈曲时

$$\sigma_{cry}=\frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}\frac{I_{ey}}{I_y}=\frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}\frac{2t(kb_1)^3/12}{2tb_1^3/12}=\frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}k^3 \tag{4-31b}$$

由于 $k<1.0$，故知残余应力对弱轴的影响比对强轴的影响要大得多。

因为 k 为未知量，故不能用上述两式直接求解临界应力。应根据图 4-14（b）中残余应力的分布情况，由力的平衡条件求出平均应力

$$\sigma_{cr}(\text{或 }\sigma_{cry})=\frac{2btf_y-2kbt\times 0.5k(\sigma_{rc}+\sigma_{rt})}{2bt}=f_y-\frac{\sigma_{rc}+\sigma_{rt}}{2}k^2$$

将上式与式（4-31）联合求出 σ_{crx} 和 σ_{cry}，绘制的无量纲曲线如图 4-14（c）所示。

2. *初弯曲的影响*

如图 4-15 所示，具有初弯曲的构件在未受力前就呈弯曲状态，假设初弯曲沿全长呈正弦曲线分布，则任一点 C 处的初挠度

$$y_0=v_0\sin\frac{\pi x}{l} \tag{4-32}$$

式中：v_0 ——构件中点的初始挠度。

当构件承受压力 N 时，沿构件任一点增加的挠度为 y，同时存在附加弯矩 $N(y_0+y)$，建立图 4-15（b）所示的构件段的平衡微分方程

$$-EIy''=N(y_0+y)$$

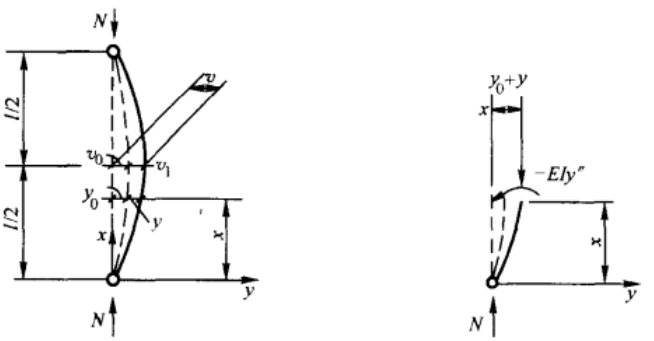


图 4-15　具有初弯曲的轴心压杆

将式（4-32）代入上式得

$$-EIy''-N\left(y+v_0\sin\frac{\pi x}{l}\right)=0 \tag{4-33}$$

根据前述有关两端铰接的理想直杆情况，可以认为，在弹性阶段增加的挠度也呈正弦曲线分布，即

$$y=v_1\sin\frac{\pi x}{l} \tag{4-34}$$

式中：v_1 ——构件长度中点所增加的最大挠度。

将式（4-34）的 y 和二次求导所得的 $y''=-v_1\frac{\pi^2}{l^2}\sin\frac{\pi x}{l}$ 代入式（4-33）得

$$\sin\frac{\pi x}{l}\left[-v_1\frac{\pi^2 EI}{l^2}+N\left(v_1+v_0\right)\right]=0$$

由于 $\sin\frac{\pi x}{l}\neq 0$，必然方括号中数值为零，令 $\frac{\pi^2 EI}{l^2}=N_E$，得

$$-v_1 N_E+N\left(v_1+v_0\right)=0$$

因而

$$v_1=\frac{Nv_0}{N_E-N}$$

构件中点的总挠度

$$v=v_1+v_0=\frac{1}{1-N/N_E}v_0 \tag{4-35}$$

式中：$\frac{1}{1-N/N_E}$ 为挠度增大系数。当 $N\to N_E$ 时，挠度增大系数趋向无穷大。

图 4-16 中的实线为根据式（4-35）绘制的荷载—挠度曲线，建立在材料为无限弹性体的基础上，具有如下特点。

1）具有初弯曲的压杆，压力一开始作用，杆件就产生挠曲，并随着荷载的增大而增加，开始挠度增加慢，随后迅速增长，当压力 N 接近 N_E 时，中点挠度 v 趋于无限大。

2）压杆的初挠度 v_0 值愈大，相同压力 N 情况下，杆的挠度愈大。

3）初弯曲即使很小，轴心受压构件的承载力总是低于欧拉临界力。

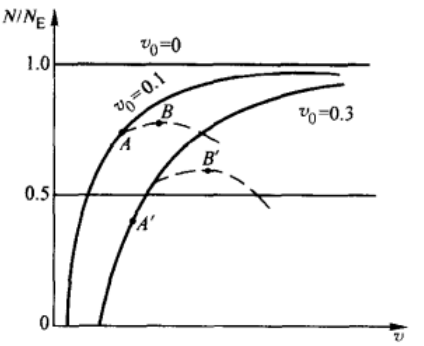


图 4-16　具有初弯曲压杆的压力—挠度曲线（v_0 和 v 为相对数值）

由于实际压杆并非无限弹性体，只要挠度增大到一定程度，杆件中点截面在轴心力 N 和弯矩 Nv 作用下边缘开始屈服（图 4-16 中的 A 点或 A' 点），随后截面塑性区不断增加，杆件即进入弹塑性阶段，致使压力还未达到 N_E 之前就丧失承载能力。图 4-16 中的虚线即为弹塑性阶段的荷载—挠度曲线。虚线的最高点（B 点和 B' 点）为压杆弹塑性阶段的极限压力。

对无残余应力仅有初弯曲的轴心受压构件，截面开始屈服的条件

$$\frac{N}{A}+\frac{Nv}{W}=\frac{N}{A}+\frac{Nv_0}{W}\frac{N_E}{N_E-N}=f_y$$

$$\frac{N}{A}\left(1+v_0\frac{A}{W}\frac{\sigma_E}{\sigma_E-\sigma}\right)=f_y$$

$$\sigma\left(1+\varepsilon_0\frac{\sigma_E}{\sigma_E-\sigma}\right)=f_y$$

式中：ε_0 ——初弯曲率，$\varepsilon_0=v_0A/W$；

W ——截面模量。

上式的解，即为以截面边缘屈服作为准则的临界应力

$$\sigma_{cr}=\frac{f_y+(1+\varepsilon_0)\sigma_E}{2}-\sqrt{\left[\frac{f_y+(1+\varepsilon_0)\sigma_E}{2}\right]^2-f_y\sigma_E} \tag{4-36}$$

式（4-36）称为柏利（Perry）公式，由边缘屈服准则导出，实际上为考虑压力二阶效应的强度计算公式。

如果取初弯曲 $v_0=l/1\,000$，则初弯曲率

$$\varepsilon_0=\frac{l}{1\,000}\frac{A}{W}=\frac{l}{1\,000}\frac{1}{\rho}=\frac{\lambda}{1\,000}\frac{i}{\rho}$$

式中：ρ——截面核心距，$\rho=W/A$；

i——回转半径；

λ——杆件长细比。

对各种截面及其对应轴，i/ρ 值各不相同，因此由柏利公式确定的 σ_{cr}—λ 曲线就不同。例如焊接工字形截面，绕弱轴 $i/\rho\approx2.10$，绕强轴 $i/\rho\approx1.16$，在相同初弯曲 v_0 的情况下，绕弱轴（y 轴）的柱子曲线就低于绕强轴的柱子曲线（图 4-17）。

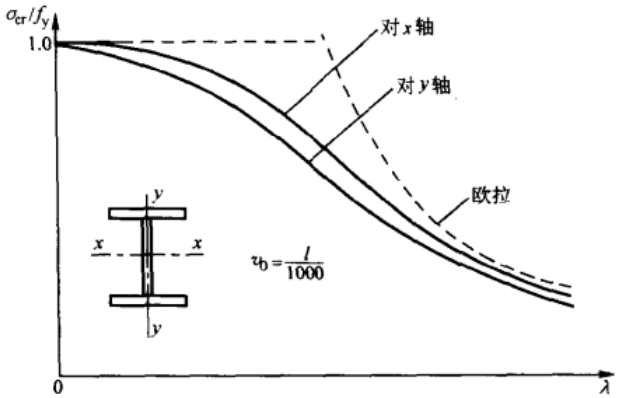


图 4-17　仅考虑初弯曲时的柱子曲线

3. 初偏心的影响

由于构件尺寸的偏差和安装误差，会使作用力产生初偏心。图 4-18 表示两端均有最不利的相同初偏心距 e_0 的铰接柱。假设构件受力前挺直，在微弯状态建立弹性微分方程

$$EIy''+N\ (e_0+y)\ =0 \tag{4-37}$$

令 $k^2=N/\ (EI)$，则

$$y''+k^2y=k^2e_0$$

解此微分方程，可得构件中点挠度 v 的表达式为

$$v=e_0\ \left(\sec\frac{\pi}{2}\ \sqrt{\frac{N}{N_E}}-1\right) \tag{4-38}$$

根据式（4-38）绘制的压力—挠度曲线如图 4-19 所示，与图 4-16 对比可知，具有初偏心的轴心受压构件，其压力—挠度曲线与初弯曲压杆的特点相同，只是图 4-16 的曲线不通过原点，而图 4-19 的曲线通过原点。可以认为，初偏心影响与初弯曲影响类似，但影响的程度却有差别。初弯曲对中等长细比构件的不利影响较大；初偏心的数值通常较小，除了对短杆有较明显的影响外，构件越长影响越小。图 4-19 的虚线表示压杆弹塑性阶段的压力

—挠度曲线。

由于初偏心与初弯曲的影响相似，通常只考虑其中一个缺陷来模拟两个缺陷的影响。

三、实际轴心受压构件的极限承载力和多柱子曲线

以上介绍了理想轴心受压构件临界力的计算和各种缺陷对轴心受压构件承载力的影响。

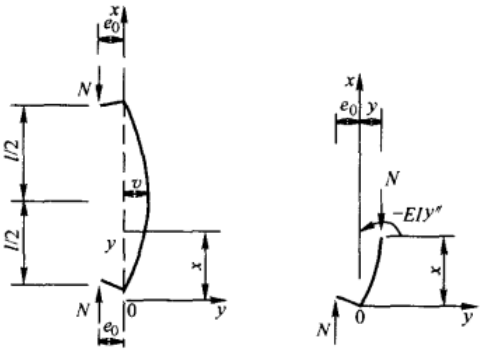


图 4-18　具有初偏心的压杆

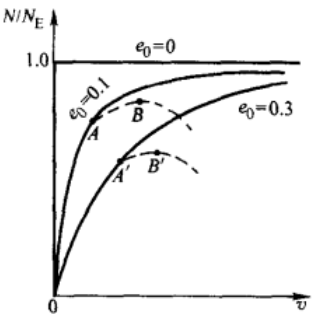


图 4-19　具有初偏心压杆的压力—挠度曲线

对理想的轴心受压构件，杆件屈曲时才产生挠度。但具有初弯曲（或初偏心）的压杆，一经压力作用就产生挠度，其压力—挠度曲线如图 4-20 中的曲线，图中的 A 点表示压杆跨中截面边缘屈服，边缘屈服准则就是以 N_A 作为最大承载力。但从极限状态设计来说，压力还可增加，只是压力超过 N_A 后，构件进入弹塑性阶段，随着截面塑性区的不断扩展，v 值增加得更快，到达 B 点之后，压杆的抵抗能力开始小于外力的作用，不能维持稳定平衡。曲线的最高点 B 处的压力 N_B，才是具有初弯曲压杆真正的极限承载力，以此为准则计算压杆的稳定承载力，称为“最大强度准则”。

实际压杆中通常各种初始缺陷同时存在，但从概率统计的观点，各种缺陷同时达到最不利的可能性极小。由热轧钢板和型钢组成的普通钢结构，通常只考虑影响最大的残余应力和初弯曲两种缺陷。

采用最大强度准则计算时，如果同时考虑残余应力和初弯曲缺陷，则沿横截面的各点以及沿杆长方向各截面，其应力—应变关系都是变数，很难列出临界力的解析式，只能借助计算机用数值方法求解。求解方法常用数值积分法。由于运算方法不同，又分为压杆挠曲线法（CDC 法）和逆算单元长度法等。

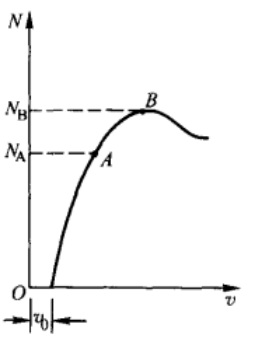


图 4-20　轴心压杆的压力—挠度曲线

压杆失稳时临界应力 σ_{cr} 与长细比 λ 之间的关系曲线称为柱子曲线。《钢结构设计规范》所采用的轴心受压柱子曲线是按最大强度准则确定的。所计算的轴心受压柱子曲线分布在图 4-21 所示虚线所包的范围内，呈相当宽的带状分布。这个范围的上、下限相差较大，特别是常用的中等长细比情况相差尤其显著，因此，若用一条曲线来代表，显然不合理。《钢结构设计规范》在上述理论分析的基础上，结合工程实际，将这些柱子曲线合并归纳为四组，取每组中柱子曲线的平均值作为代表曲线，即图 4-21 中的 1、2、3、4 四条曲线。在 $\lambda = 40 \sim 120$ 的常用范围，柱子曲线 1 比曲线 2 高出 4% ~ 15%；而曲线 3 比曲线 2 低 7% ~ 13%。曲线 4 则更低，主要用于厚板截面。

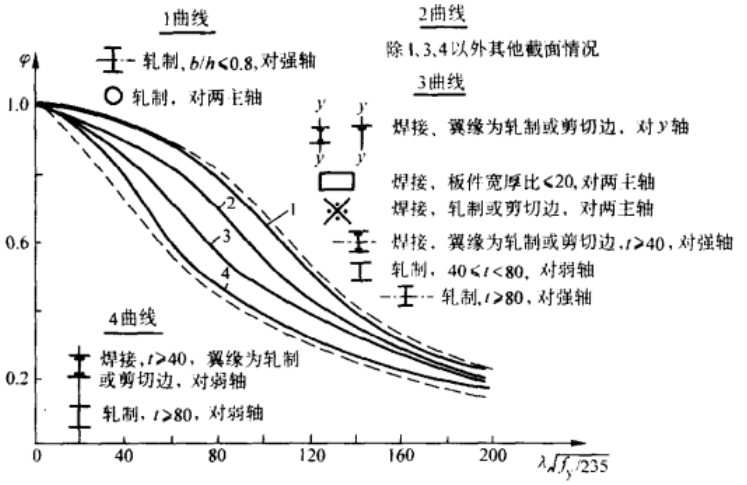


图 4-21 《钢结构设计规范》的柱子曲线

组成板件厚度 $t<40$ mm 的轴心受压构件的截面分类见表 4-4，而 $t\geqslant 40$ mm 的截面分类见表 4-5。

表 4-4 轴心受压构件的截面分类（板厚 $t<40$ mm）

截面形式				对 x 轴	对 y 轴
轧制				a类	a类
轧制，$b/h\leqslant 0.8$				a类	b类
轧制 $b/h>0.8$	焊接，翼缘为焰切边		焊接	b类	b类
轧制			轧制等边角钢		
轧制，焊接（板件宽厚比>20）	轧制或焊接				

（续）

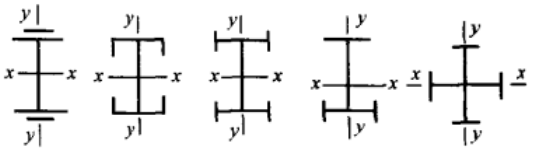
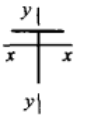
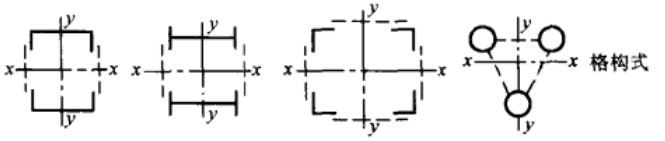
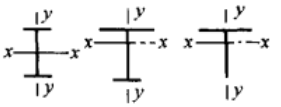
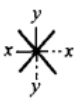
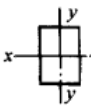
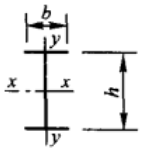
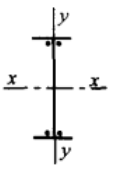
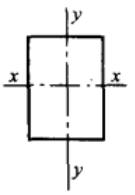
截面形式			对 x 轴	对 y 轴
 焼接		 轧制截面和翼缘为焰切边的焊接截面	b类	b类
 格构式		 焊接，板件边缘焰切		
 焊接，翼缘为轧制或剪切边			b类	c类
 焊接，板件边缘轧制或剪切		 焊接，板件宽厚比≤20	c类	c类

表 4-5　轴心受压构件的截面分类（板厚 $t \geqslant 40$ mm）

截面情况		对 x 轴	对 y 轴
 轧制工字形或H形截面	$t < 80$ mm	b类	c类
	$t \geqslant 80$ mm	c类	d类
 焊接工字形截面	翼缘为焰切边	b类	b类
	翼缘为轧制或剪切边	c类	d类
 焊接箱形截面	板件宽厚比 > 20	b类	b类
	板件宽厚比≤20	c类	c类

一般的截面属于 b 类。

轧制圆管以及轧制普通工字钢绕 x 轴失稳时其残余应力影响较小，属 a 类。

格构式构件绕虚轴的稳定计算，由于不宜采用截面发展塑性的最大强度准则，采用边缘

屈服准则确定的 φ 值与曲线 2 接近，故属于 b 类。

当槽形截面用于格构式柱的分肢时，由于分肢的扭转变形受到缀材的牵制，所以计算分肢绕其自身对称轴稳定时，可用曲线 2。翼缘为轧制或剪切边的焊接工字形截面，绕弱轴失稳时边缘为残余压应力，使承载能力降低，故将其归入 c 类。

板件厚度大于或等于 40 mm 的轧制工字形截面和焊接实腹截面，残余应力不但沿板件宽度方向变化，在厚度方向的变化也比较显著，另外厚板质量较差也会对稳定带来不利影响，故应按表 4-5 进行分类。

四、轴心受压构件的整体稳定计算

轴心受压构件的应力不应大于整体稳定的临界应力，考虑抗力分项系数 γ_R，为

$$\sigma = \frac{N}{A} \leqslant \frac{\sigma_{cr}}{\gamma_R} = \frac{\sigma_{cr}}{f_y}\frac{f_y}{\gamma_R} = \varphi f$$

《钢结构设计规范》对轴心受压构件的整体稳定计算采用

$$\frac{N}{\varphi A} \leqslant f \tag{4-39}$$

式中：φ ——轴心受压构件的整体稳定系数，$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y}$。

整体稳定系数 φ 值应根据表 4-4、表 4-5 的截面分类和构件的长细比，按附录 4 中附表 4-1 ~ 4-4 查出。

稳定系数 φ 值可以拟合成柏利 Perry 公式（4-36）的形式来表达，即

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} = \frac{1}{2}\left\{[1+(1+\varepsilon_0)\frac{\sigma_E}{f_y}] - \sqrt{[1+(1+\varepsilon_0)\frac{\sigma_E}{f_y}]^2 - 4\frac{\sigma_E}{f_y}}\right\} \tag{4-40a}$$

此时 φ 值不再以截面的边缘屈服为准则，而是按最大强度理论确定出构件的极限承载力后再反算 λ 值。因此式中的 ε_0 值实质为考虑初弯曲、残余应力等综合影响的等效初弯曲率。

《钢结构设计规范》中采用的四条柱子曲线，ε_0 的取值如下：

a 类截面：$\varepsilon_0 = 0.152\bar{\lambda} - 0.014$

b 类截面：$\varepsilon_0 = 0.300\bar{\lambda} - 0.035$

c 类截面：$\varepsilon_0 = 0.595\bar{\lambda} - 0.094$ $(\bar{\lambda} \leqslant 1.05)$

$\varepsilon_0 = 0.302\bar{\lambda} + 0.216$ $(\bar{\lambda} > 1.05)$

d 类截面：$\varepsilon_0 = 0.915\bar{\lambda} - 0.132$ $(\bar{\lambda} \leqslant 1.05)$

$\varepsilon_0 = 0.432\bar{\lambda} + 0.375$ $(\bar{\lambda} > 1.05)$

式中：$\bar{\lambda}$ ——无量纲长细比，$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_y}{E}}$。

上述 ε_0 值只适用于 $\bar{\lambda} > 0.215$（相当于 $\lambda > 20\sqrt{235/f_y}$）的情况，将以上 ε_0 值代入式（4-40a），即得当 $\bar{\lambda} > 0.215$ 时附表 4-1 ~ 4-4 中的 φ 值。

当 $\bar{\lambda} \leqslant 0.215$（即 $\lambda \leqslant 20\sqrt{235/f_y}$）时，柏利（Perry）公式不再适用，《钢结构设计规范》采用一条近似曲线，使 $\bar{\lambda} = 0.215$ 与 $\bar{\lambda} = 0$（$\varphi = 1.0$）相衔接，即

$$\varphi = 1 - \alpha_1\bar{\lambda}^2 \tag{4-40b}$$

系数 α_1 分别等于 0.41（a 类截面）、0.65（b 类截面）、0.73（c 类截面）和 1.35（d 类截

面）。

构件长细比 λ 应按照下列规定确定。

（1）截面为双轴对称或极对称的构件

$$\left.\begin{aligned}\lambda_x &= \frac{l_{0x}}{i_x}\\ \lambda_y &= \frac{l_{0y}}{i_y}\end{aligned}\right\} \tag{4-41}$$

式中：l_{0x}，l_{0y}——构件对主轴 x 轴和 y 轴的计算长度；

i_x，i_y——构件截面对主轴 x 轴和 y 轴的回转半径。

对双轴对称十字形截面构件，λ_x 或 λ_y 取值不得小于 $5.07b/t$（其中 b/t 为外伸板件宽厚比）。

（2）截面为单轴对称的构件

对于单轴对称截面，由于截面形心与剪心（即剪切中心）不重合，绕对称轴失稳时，在弯曲的同时总伴随着扭转，即形成弯扭屈曲。在相同情况下，弯扭失稳比弯曲失稳的临界应力要低。因此，对 T 形和槽形等单轴对称截面进行弯扭分析后，认为绕对称轴（y 轴）的稳定应取计及扭转效应的换算长细比 λ_{yz} 代替 λ_y，λ_{yz} 按式（4-28）计算

$$\lambda_{yz} = \frac{1}{\sqrt{2}}\left[(\lambda_y^2+\lambda_z^2) + \sqrt{(\lambda_y^2+\lambda_z^2)^2 - 4\,(1-e_0^2/i_0^2)\,\lambda_y^2\lambda_z^2}\right]^{1/2}$$

$$\lambda_z^2 = \frac{i_0^2 A}{I_t/25.7 + I_\omega/l_\omega^2}$$

式中：e_0——截面形心至剪心的距离；

i_0——截面对剪心的极回转半径；

λ_y——构件对对称轴的长细比；

λ_z——扭转屈曲的换算长细比；

I_t——毛截面抗扭惯性矩；

I_ω——毛截面扇性惯性矩（对 T 形截面（轧制、双板焊接、双角钢组合）、十字形截面和角形截面可近似取 $I_\omega = 0$）；

A——毛截面面积；

l_ω——扭转屈曲的计算长度（对两端铰接端部截面可自由翘曲或两端嵌固端部截面的翘曲完全受到约束的构件，取 $l_\omega = l_{0y}$）。

单角钢截面和双角钢组合 T 形截面（图 4-22）绕对称轴的换算长细比可采用下列简化方法确定。

1）等边单角钢截面（图 4-22（a））

当 $b/t \leqslant 0.54 l_{0y}/b$ 时

$$\lambda_{yz} = \lambda_y\,(1 + \frac{0.85b^4}{l_{0y}^2 t^2}) \tag{4-42a}$$

当 $b/t > 0.54 l_{0y}/b$ 时

$$\lambda_{yz} = 4.78\,\frac{b}{t}\,(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{13.5b^4}) \tag{4-42b}$$

式中：b，t——角钢肢宽度和厚度。

2）等边双角钢截面（图 4-22（b））

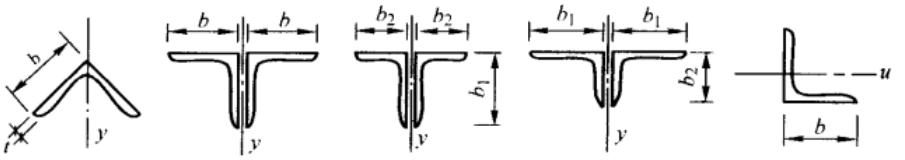


图 4-22　单角钢截面和双角钢组合 T 形截面

当 $b/t \leqslant 0.58 l_{0y}/b$ 时

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475 b^4}{l_{0y}^2 t^2}\right) \tag{4-43a}$$

当 $b/t > 0.58 l_{0y}/b$ 时

$$\lambda_{yz} = 3.9 \frac{b}{t} \left(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{18.6 b^4}\right) \tag{4-43b}$$

3）长肢相拼的不等边双角钢截面（图 4-22（c））

当 $b_2/t \leqslant 0.48 l_{0y}/b_2$ 时

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{1.09 b_2^4}{l_{0y}^2 t^2}\right) \tag{4-44a}$$

当 $b_2/t > 0.48 l_{0y}/b_2$ 时

$$\lambda_{yz} = 5.1 \frac{b_2}{t} \left(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{17.4 b_2^4}\right) \tag{4-44b}$$

4）短肢相拼的不等边双角钢截面（图 4-22（d））

当 $b_1/t \leqslant 0.56 l_{0y}/b_1$ 时，可近似取

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \tag{4-45a}$$

其他情况

$$\lambda_{yz} = 3.7 \frac{b_1}{t} \left(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{52.7 b_1^4}\right) \tag{4-45b}$$

5）单轴对称截面的轴心受压构件在绕非对称主轴以外的任一轴失稳时，应按照弯扭屈曲计算其稳定。当计算等边单角钢构件绕平行轴（图 4-22（e）的 u 轴）的稳定时，可用下式计算其换算长细比 λ_{uz}，并按 b 类截面确定 φ 值。

当 $b/t \leqslant 0.69 l_{0u}/b$ 时

$$\lambda_{uz} = \lambda_u \left(1 + \frac{0.25 b^4}{l_{0u}^2 t^2}\right) \tag{4-46a}$$

当 $b/t > 0.69 l_{0u}/b$ 时

$$\lambda_{uz} = 5.4 b/t \tag{4-46b}$$

式中：$\lambda_u = l_{0u}/i_u$，l_{0u} 为构件对 u 轴的计算长度，i_u 为构件截面对 u 轴的回转半径。

无任何对称轴且又非极对称的截面（单面连接的不等边单角钢除外）不宜用作轴心受压构件。

对单面连接的单角钢轴心受压构件，考虑折减系数（附表 1-5）后，可不考虑弯扭效应。当槽形截面用于格构式构件的分肢，计算分肢绕对称轴（y 轴）的稳定时，不必考虑扭转效应，直接由 λ_y 查出 φ_y 值。

第四节　轴心受压构件的局部稳定

为了提高轴心受压构件的稳定承载力，一般组成轴心受压构件的板件的宽厚比都很大，如果这些板件过薄，则在压力作用下，板件将离开平面位置而发生凸曲现象，这种现象称为构件丧失局部稳定。构件丧失局部稳定后还可能继续维持着整体的平衡状态，但由于部分板件屈曲后退出工作，使构件的有效截面减少，会加速构件整体失稳而丧失承载能力。

一、受压薄板的稳定

图 4-23 所示为四边简支矩形板，在 x 轴方向承受均布压力 N_x，根据弹性力学中的小挠度理论，其平衡微分方程

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\partial y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right)+N_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}=0 \tag{4-47}$$

式中：w ——板的挠度；

N_x ——在 x 方向，沿板周边中面单位宽度上所承受的力，压力为正，拉力为负；

D ——板单位宽度的抗弯刚度，$D=\dfrac{Et^3}{12\ (1-\nu^2)}$；

E ——钢材的弹性模量；

t ——板件的厚度；

ν ——材料泊松比，$\nu=0.3$。

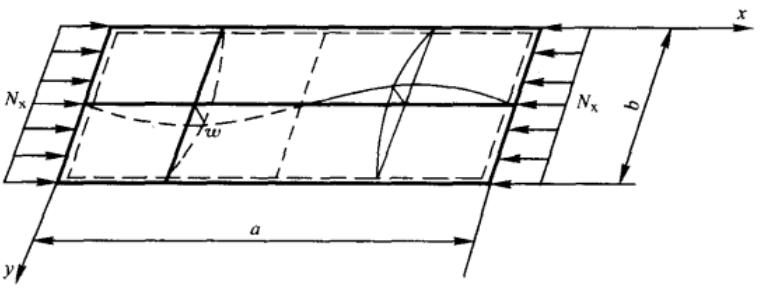


图 4-23　四边简支单向均匀受压板的屈曲

四边简支板的边界条件如下：

当 $x=0$ 和 $x=a$ 时，$w=0$，$\dfrac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\nu\dfrac{\partial^2 w}{\partial y^2}=0$（即 $M_x=0$）；

当 $y=0$ 和 $y=b$ 时，$w=0$，$\dfrac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\nu\dfrac{\partial^2 w}{\partial x^2}=0$（即 $M_y=0$）。

应用二重三角级数来表示偏微分方程（4-47）的通解，则有

$$w=\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}A_{mn}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}$$

式中：m，n ——板屈曲时沿 x 轴和沿 y 轴方向的半波数。

将上式代入式（4-47），得

$$\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}A_{mn}\left(\frac{m^4\pi^4}{a^4}-2\frac{m^2n^2\pi^4}{a^2b^2}+\frac{n^4\pi^4}{b^4}-\frac{N_x}{D}\frac{m^2\pi^2}{a^2}\right)\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}=0$$

当板处于微曲状态时，以上无穷级数中的系数 A_{mn} 不会等于零，故只有括号中的数值为零，因而得

$$N_x=\frac{\pi^2D}{b^2}\left(\frac{mb}{a}+\frac{n^2a}{mb}\right)^2$$

临界荷载是板保持微弯状态的最小荷载，只有 $n=1$（即在 y 方向为一个半波）时，N_x 值最小，因而临界荷载

$$N_{cr}=\frac{\pi^2D}{b^2}\left(\frac{mb}{a}+\frac{a}{mb}\right)^2=\frac{\pi^2D}{b^2}k \tag{4-48}$$

式中：$k=\left(\frac{mb}{a}+\frac{a}{mb}\right)^2$ ——屈曲系数。

分别算出 $m=1$，2，…时在不同板宽比 a/b 时的 k 值，并绘成如图 4-24 所示的一簇曲线，其下界线如图中实曲线所示。可以看到，对于任一 m 值，k 的最小值等于 4，而且除 $a/b<1$ 的一段外，图中实曲线的 k 值变化不大。因此，当 $a/b\geqslant1$ 时，对任何 m 和 a/b 情况均可取 $k=4$，则临界荷载

$$N_{cr}=\frac{4\pi^2D}{b^2} \tag{4-49}$$

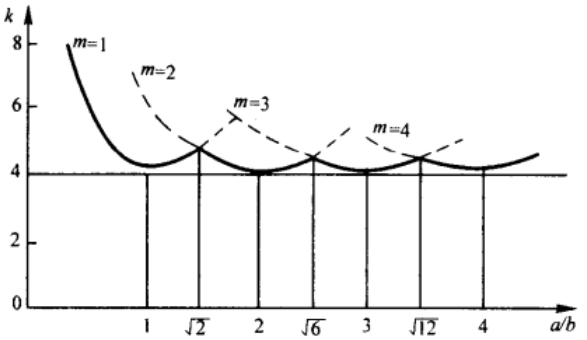


图 4-24　四边简支单向均匀受压板的屈曲系数

上式和欧拉临界力的计算式相似，但其临界力与压力方向的板长无关，而与垂直于压力方向的板宽 b 的平方成反比。

将式（4-49）写成临界应力的表达式

$$\sigma_{cr}=\frac{N_{cr}}{1\times t}=k\frac{\pi^2E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \tag{4-50}$$

单向均匀受压板四边简支时，$k=4$。当板的两侧边不是简支时，也可用与上述相同的方法求出屈曲系数 k 值。图 4-25 给出所示的支承条件的板的 k 值计算结果。

二、轴心受压构件的局部稳定

图 4-26 为一工字形截面轴心受压构件腹板（图 4-26（a））和受压翼缘（图 4-26（b））局部失稳时的情况。

在单向压应力作用下，当板件进入弹塑性状态后，临界应力可用下式表达

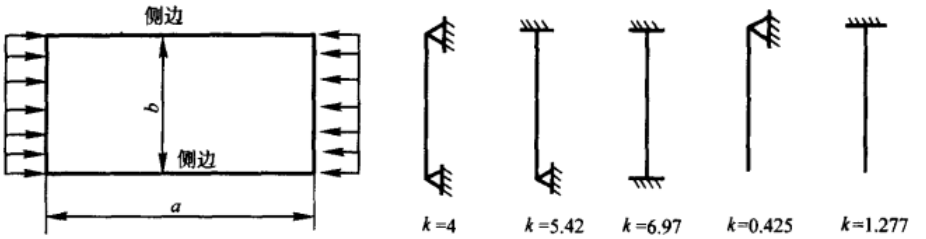


图 4-25　单向均匀受压板的屈曲系数

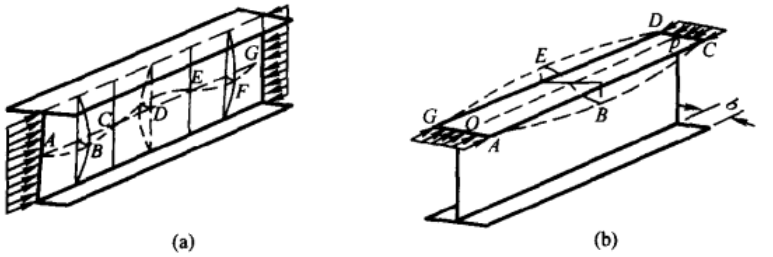


图 4-26　轴心受压构件的局部失稳

$$\sigma_{cr}=\frac{\chi k\pi^2\sqrt{\eta}E}{12\ (1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \tag{4-51}$$

式中：χ ——板边缘的弹性嵌固系数；

η ——弹性模量折减系数，根据轴心受压构件局部稳定的试验资料，可取为

$$\eta=0.101\ 3\lambda^2\left(1-0.024\ 8\lambda^2\frac{f_y}{E}\right)\frac{f_y}{E} \tag{4-52}$$

根据局部稳定和整体稳定的等稳定性，应保证板件的局部稳定临界应力 σ_{cr}不小于构件整体稳定的临界应力 φf_y，即

$$\frac{\chi k\pi^2\sqrt{\eta}E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2\geqslant\varphi f_y \tag{4-53}$$

由式（4-53）可确定板件宽厚比的限值。

1. 工字形截面

（1）受压翼缘

由于工字形截面（图 4-27）的腹板一般较薄，对翼缘板几乎没有嵌固作用，因此翼缘可视为三边简支一边自由的均匀受压板，取屈曲系数 $k=0.425$，弹性嵌固系数$\chi=1.0$。由式（4-53）可以得到翼缘板外伸部分的宽厚比 b/t 与长细比 λ 的关系曲线。此曲线的关系式较为复杂，为了便于应用，采用下列简单的直线式表达

$$\frac{b}{t}\leqslant(10+0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{4-54}$$

式中：λ ——构件两方向长细比的较大值（当 $\lambda<30$ 时，取 $\lambda=30$；当 $\lambda>100$ 时，取 $\lambda=100$）。

（2）腹板

腹板可视为四边简支板，屈曲系数 $k=4$。当腹板发生屈曲时，翼缘板作为腹板纵向边

的支承，对腹板将起一定的弹性嵌固作用，可使腹板的临界应力提高，根据试验可取弹性嵌固系数 $\chi=1.3$。由式（4-53），经简化后得到腹板高厚比 h_0/t_w 的简化表达式

$$\frac{h_0}{t_w}\leqslant(25+0.5\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{4-55}$$

λ 取值同（1）。

2. T形截面

T形截面（图4-28）轴心受压构件的翼缘板外伸宽度 b 与厚度 t 之比和工字形截面相同，其 b/t 限值按式（4-54）计算。

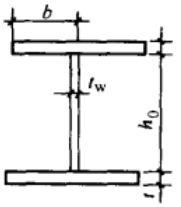


图4-27 工字形截面

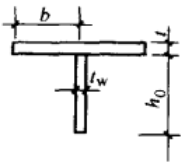


图4-28 T形截面

T形截面的腹板也是三边支承一边自由的板，但它受翼缘弹性嵌固作用稍强。《钢结构设计规范》规定腹板高厚比 h_0/t_w 的限值按下列规定计算

热轧剖分T形钢
$$\frac{h_0}{t_w}\leqslant(15+0.2\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{4-56}$$

焊接T形钢
$$\frac{h_0}{t_w}\leqslant(13+0.17\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{4-57}$$

λ 的取值同上。

3. 箱形截面

箱形截面（图4-29）轴心受压构件的翼缘和腹板在受力状态上并无区别，均为四边支承板，翼缘和腹板的刚度接近，可取 $\chi=1$。《钢结构设计规范》对所有长细比情况统一取

$$\frac{b_0}{t}\leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{4-58}$$

$$\frac{h_0}{t_w}\leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{4-59}$$

4. 圆管截面

圆管（图4-30）属圆柱壳，根据弹性稳定理论，无缺陷的圆柱壳（外径为 D，管壁厚度为 t）在均匀轴心压力下的弹性屈曲临界应力

$$\sigma_{cr}=1.21\frac{Et}{D}$$

壳体屈曲对缺陷的敏感性大，所以圆管的缺陷对 σ_{cr} 的影响显著，一般需要将理论计算结果折减很多，甚至折减30%，才能符合试验结果，并且局部屈曲常常发生在弹塑性受力阶段，弹性临界应力仍需予以修正。《钢结构设计规范》规定

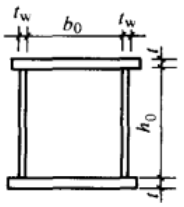


图 4-29　箱形截面

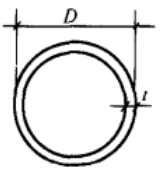
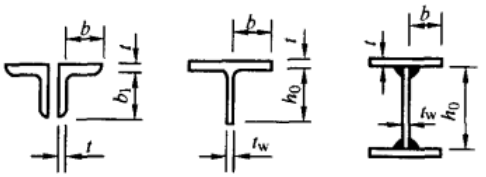
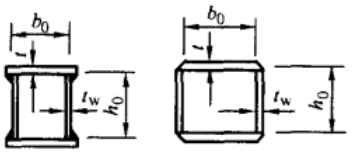


图 4-30　圆管截面

$$\frac{D}{t} \leqslant 100\left(\frac{235}{f_y}\right) \tag{4-60}$$

不同截面轴心受压构件的板件宽厚比限值列于表 4-6。

表 4-6　轴心受压构件板件宽厚比限值

截面及板件尺寸	宽厚比限值
	$\frac{b}{t}\left(\text{或}\frac{b_1}{t}\right) \leqslant (10+0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ $\frac{h_0}{t_w} \leqslant (15+0.2\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$（热轧剖分 T 形钢） $\frac{h_0}{t_w} \leqslant (13+0.17\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$（焊接 T 形钢） $\frac{h_0}{t_w} \leqslant (25+0.5\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$（工字形）
	$\frac{b_0}{t}\left(\text{或}\frac{h_0}{t_w}\right) \leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	$\frac{D}{t} \leqslant 100\left(\frac{235}{f_y}\right)$

当工字形截面的腹板高厚比 h_0/t_w 不满足式（4-55）的要求时，除了加厚腹板外，还可采用有效截面的概念进行计算。计算时，腹板截面面积仅考虑两侧宽度各为 $20t_w\sqrt{235/f_y}$ 的部分，如图 4-31 所示，但计算构件的稳定系数 φ 时仍可采用全截面。

当腹板高厚比不满足要求时，亦可在腹板中部设置纵向加劲肋，用纵向加劲肋加强后的腹板仍按式（4-55）计算，但 h_0 应取翼缘与纵向加劲肋之间的距离，如图 4-32 所示。

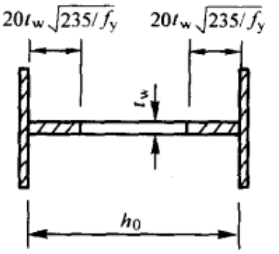


图 4-31　腹板屈曲后的有效截面

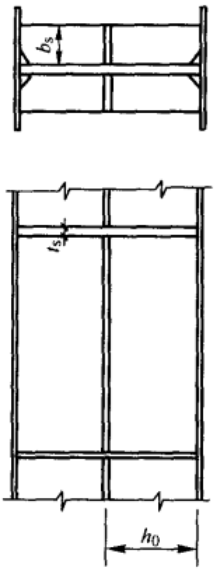


图 4-32　实腹柱的腹板加劲肋

第五节　实腹式轴心受压构件的截面设计

实腹式轴心受压构件一般采用双轴对称截面，以避免弯扭失稳。常用截面形式有型钢截面和组合截面两种，如图 4-33 所示。

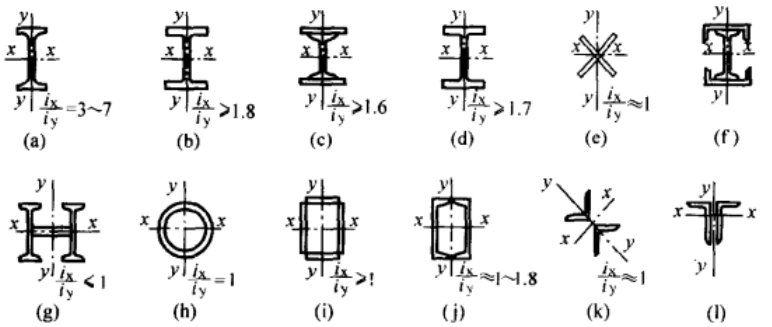


图 4-33　轴心受压实腹柱的截面形式

实腹式轴心受压构件进行截面选择时一般应根据内力大小，两方向的计算长度以及制造加工、材料供应等情况综合进行考虑。应主要考虑以下原则：①面积的分布应尽量开展，以增加截面的惯性矩和回转半径，提高柱的整体稳定承载力和刚度；②两个主轴方向尽量等稳定，以达到经济的效果；③便于与其他构件进行连接，尽可能构造简单，制造省工，取材方便。

单根轧制普通工字钢由于对 y 轴的回转半径远小于对 x 轴的回转半径，因而只适用于计算长度 $l_{0x}\geqslant 3l_{0y}$ 的情况。热轧宽翼缘 H 型钢（HW）的最大优点是制造省工，腹板较薄，翼缘较宽，可以做到与截面的高度相同，因而具有很好的截面特性。采用三块钢板焊接的工字形及十字形截面组合灵活，容易使截面分布合理，制造也不复杂。采用型钢组成的截面适用

于压力很大的柱。管形截面由于两个方向的回转半径相近，因而最适合于两方向计算长度相等的轴心受压柱。管形截面构件为封闭式，内部不易生锈，但与其他构件的连接和构造稍复杂。

一、实腹式轴心受压构件的截面设计

选择实腹式轴心受压构件截面时，首先应根据轴心压力的设计值和计算长度选定合适的截面形式，再初步确定截面尺寸，然后进行强度、整体稳定、局部稳定和刚度等验算。具体步骤如下。

1）假定构件的长细比 λ，求出需要的截面面积 A。一般假定 $\lambda = 50 \sim 100$，当压力大而计算长度小时取较小值，反之取较大值。根据 λ 和截面分类可查得稳定系数 φ，则需要的截面面积

$$A = \frac{N}{\varphi f}$$

2）计算两个主轴所需要的回转半径

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda}$$

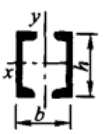
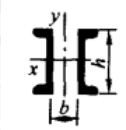
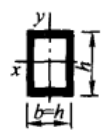
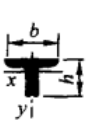
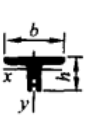
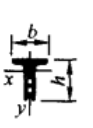
$$i_y = \frac{l_{0y}}{\lambda}$$

3）由计算的截面面积 A 和两个主轴的回转半径 i_x、i_y 优先选用轧制型钢，如普通工字钢、H 型钢等。当现有型钢规格不满足所需截面尺寸时，可以采用组合截面，这时需先初步定出截面的轮廓尺寸，一般是根据回转半径由下式确定所需截面的高度 h 和宽度 b

$$\left.\begin{aligned} h &\approx \frac{i_x}{\alpha_1} \\ b &\approx \frac{i_y}{\alpha_2} \end{aligned}\right\} \tag{4-61}$$

α_1、α_2 为系数，表示 h、b 和回转半径 i_x、i_y 之间的近似数值关系，常用截面可由表 4-7查得。例如由三块钢板组成的工字形截面 $\alpha_1 = 0.43$，$\alpha_2 = 0.24$。

表 4-7　各种截面回转半径的近似值

截面							
$i_x = \alpha_1 h$	0.43h	0.38h	0.38h	0.40h	0.30h	0.28h	0.32h
$i_y = \alpha_2 b$	0.24b	0.44b	0.60b	0.40b	0.215b	0.24b	0.20b

4）由所需要的 A、h、b 等，同时考虑构造要求、局部稳定以及钢材规格等，确定截面的初选尺寸。

5）构件强度、稳定和刚度验算。

①当截面有削弱时，需进行强度验算

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leqslant f$$

②整体稳定验算

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leqslant f$$

③局部稳定验算：轴心受压构件的局部稳定是以限制其组成板件的宽厚比来保证的。对于热轧型钢截面，由于其板件的宽厚比较小，一般能满足要求，可不验算。对于组合截面，则应对板件的宽厚比进行验算。

④刚度验算：实腹式轴心受压构件的长细比应符合《钢结构设计规范》所规定的容许长细比要求。在进行整体稳定验算时，构件的长细比已计算，因而刚度验算可与整体稳定验算同时进行。

二、实腹式轴心受压构件的构造要求

当实腹式轴心受压构件的腹板高厚比 $h_0/t_w > 80\sqrt{235/f_y}$ 时，为防止腹板在施工和运输过程中发生变形，提高构件的抗扭刚度，应设置横向加劲肋（图 4-32）。横向加劲肋一般双侧布置，间距不得大于 $3h_0$，双侧加劲肋的截面尺寸要求如下：

外伸宽度
$$b_s \geqslant \frac{h_0}{30} + 40 \text{ (mm)} \tag{4-62}$$

厚度
$$t_s \geqslant \frac{1}{15} b_s \text{ (mm)} \tag{4-63}$$

此外，为了保证大型实腹式构件（工字形或箱形）截面几何形状不变，提高构件抗扭刚度，在受有较大的水平集中力作用处和每个运输单元的两端应设置横隔（图 4-34（a）），构件较长时应设置中间横隔，横隔的间距不得大于构件较大宽度的 9 倍或 8 m。

工字形截面实腹式构件的横隔只能用钢板，它与横向加劲肋的区别在于与翼缘同宽（图 4-34（a）），而横向加劲肋则通常较窄。箱形截面实腹式构件的横隔，有一边或两边不能预先焊接，可先焊两边或三边，装配后再在构件壁钻孔用电渣焊焊接其他边（图 4-34（b））。

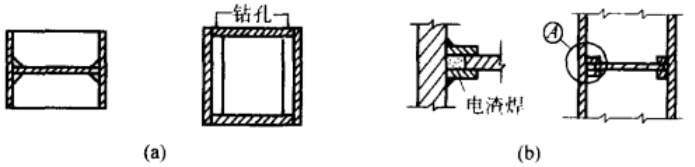


图 4-34　实腹式柱的横隔

实腹式轴心受压构件的纵向焊缝（翼缘与腹板的连接焊缝）受力很小，不必计算，可按构造要求确定焊缝尺寸。

［例题 4-3］ 图 4-35（a）所示为一管道支架，其支柱的压力设计值 $N = 1\,600$ kN，柱两端铰接，钢材为 Q235，截面无孔眼削弱。试设计此支柱的截面：①采用普通轧制工字钢；②采用热轧 H 型钢；③采用焊接工字形截面，翼缘板为焰切边。

［解］

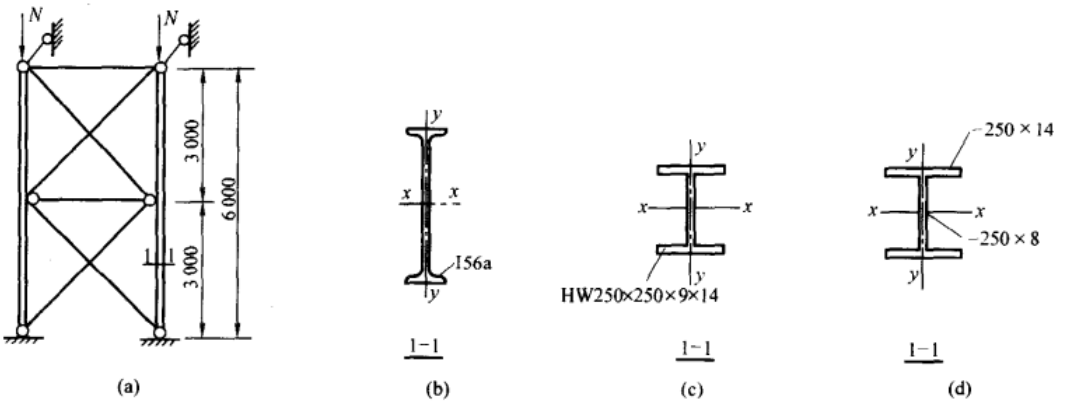


图 4-35　例题 4-3 图

支柱在两个方向的计算长度不相等，故取如图 4-35（b）所示的截面方向，强轴为 x 轴方向，弱轴为 y 轴方向。这样，柱在两个方向的计算长度

$$l_{0x} = 6\,000 \text{ mm}$$

$$l_{0y} = 3\,000 \text{ mm}$$

（1）轧制工字钢（图 4-35(b)）

①试选截面

假定 $\lambda = 90$，对于轧制工字钢，当绕 x 轴失稳时属于 a 类截面，由附表 4-1 查得 $\varphi_x = 0.714$；绕 y 轴失稳时属于 b 类截面，由附表 4-2 查得 $\varphi_y = 0.621$。需要的截面几何特性

$$A = \frac{N}{\varphi_{\min} f} = \frac{1\,600 \times 10^3}{0.621 \times 215} = 11\,984 \ (\text{mm}^2)$$

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda} = \frac{6\,000}{90} = 66.7 \ (\text{mm})$$

$$i_y = \frac{l_{0y}}{\lambda} = \frac{3\,000}{90} = 33.3 \ (\text{mm})$$

由附表 7-1 中不可能选出同时满足 A、i_x 和 i_y 的工字钢，可适当考虑 A 和 i_y 进行选择。现试选 I56a，$A = 135 \text{ cm}^2$，$i_x = 22.0 \text{ cm}$，$i_y = 3.18 \text{ cm}$。

②截面验算

因截面无孔眼削弱，可不验算强度。又因轧制工字钢的翼缘和腹板均较厚，可不验算局部稳定，只需进行整体稳定和刚度验算

长细比

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{6\,000}{220} = 27.3 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{3\,000}{31.8} = 94.3 < [\lambda] = 150$$

λ_y 远大于 λ_x，故由 λ_y 查附表 4-2 得 $\varphi = 0.592$，于是

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{1\,600 \times 10^3}{0.592 \times 135 \times 10^2} = 200.2(\text{N/mm}^2) < f = 205 \text{ N/mm}^2 \ （满足要求）$$

（2）热轧 H 型钢（图 4-35（c））

①试选截面

由于热轧 H 型钢可以选用宽翼缘的形式，截面宽度较大，因此长细比的假设值可适当减小，假设 $\lambda=60$。对宽翼缘 H 型钢，因 $b/h>0.8$，所以不论对 x 轴或 y 轴都属于 b 类截面，当 $\lambda=60$ 时，由附表 4-2 查得 $\varphi=0.807$，所需截面几何特性

$$A=\frac{N}{\varphi f}=\frac{1\ 600\times10^3}{0.807\times215}=9\ 222\ (\text{mm}^2)$$

$$i_x=\frac{l_{0x}}{\lambda}=\frac{6\ 000}{60}=100\ (\text{mm})$$

$$i_y=\frac{l_{0y}}{\lambda}=\frac{3\ 000}{60}=50\ (\text{mm})$$

由附表 7-2 中试选 HW250×250×9×14，$A=92.18\ \text{cm}^2$，$i_x=10.8\ \text{cm}$，$i_y=6.29\ \text{cm}$。

②截面验算

因截面无孔眼削弱，可不验算强度。又因为是热轧型钢，亦可不验算局部稳定，只需进行整体稳定和刚度验算

$$\lambda_x=\frac{l_{0x}}{i_x}=\frac{6\ 000}{108}=55.6<[\lambda]=150$$

$$\lambda_y=\frac{l_{0y}}{i_y}=\frac{3\ 000}{62.9}=47.7<[\lambda]=150$$

因对 x 轴和 y 轴 φ 值均属 b 类，故由长细比的较大值 $\lambda_x=55.6$ 查附表 4-2 得 $\varphi=0.830$，于是

$$\frac{N}{\varphi A}=\frac{1\ 600\times10^3}{0.830\times92.18\times10^2}=209.1\ (\text{N/mm}^2)<f=215\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

(3) 焊接工字形截面（图 4-35 (d)）

①试选截面

参照 H 型钢截面，选用截面如图 4-35 (d) 所示，翼缘 2－250×14，腹板 1－250×8，截面几何特性

$$A=2\times250\times14+250\times8=9\ 000(\text{mm}^2)$$

$$I_x=\frac{1}{12}(250\times278^3-242\times250^3)=132\ 499\ 000(\text{mm}^4)$$

$$I_y=2\times\frac{1}{12}\times14\times250^3=36\ 458\ 333(\text{mm}^4)$$

$$i_x=\sqrt{\frac{132\ 499\ 000}{9\ 000}}=121.3(\text{mm})$$

$$i_y=\sqrt{\frac{36\ 458\ 333}{9\ 000}}=63.6(\text{mm})$$

②整体稳定和长细比验算

长细比

$$\lambda_x=\frac{l_{0x}}{i_x}=\frac{6\ 000}{121.3}=49.5<[\lambda]=150$$

$$\lambda_y=\frac{l_{0y}}{i_y}=\frac{3\ 000}{63.6}=47.2<[\lambda]=150$$

因对 x 轴和 y 轴 φ 值均属 b 类，故由长细比的较大值，查附表 4-2 得 $\varphi=0.859$，于是

$$\frac{N}{\varphi A}=\frac{1\,600\times10^3}{0.859\times90\times10^2}=207.0\ (\mathrm{N/mm^2})\ <f=215\ \mathrm{N/mm^2}\ (\text{满足要求})$$

③局部稳定验算

翼缘外伸部分

$$\frac{b}{t}=\frac{12.5-0.4}{1.4}=8.6<(10+0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}=15.0\ (\text{满足要求})$$

腹板的局部稳定

$$\frac{h_0}{t_w}=\frac{25}{0.8}=31.3<\ (25+0.5\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}=49.8\ (\text{满足要求})$$

截面无孔眼削弱，不必验算强度。

④构造

因腹板高厚比小于 80，故不必设置横向加劲肋。翼缘与腹板的连接焊缝最小焊脚尺寸 $h_f=1.5\sqrt{t_2}=1.5\sqrt{14}=5.6$ mm，采用 $h_f=6$ mm。

以上对支柱采用三种不同的截面形式进行了设计。由计算结果可知，轧制普通工字钢截面比热轧 H 型钢截面和焊接工字形截面约大 50%，这是由于普通工字钢绕弱轴的回转半径过小。在本例题中，尽管弱轴方向的计算长度仅为强轴方向计算长度的 1/2，前者的长细比仍远大于后者，因而支柱的承载能力是由弱轴控制的，对强轴则有较大富裕，这样不经济，若必须采用此种截面，宜再增加侧向支撑的数量。对于轧制 H 型钢和焊接工字形截面构件，由于其两个方向的长细比非常接近，基本上做到了等稳定，用料经济。但焊接工字形截面的焊接工作量大，在设计轴心受压实腹柱时宜优先选用 H 型钢。

[例题 4-4] 试设计一焊接箱形截面轴心受压构件。钢材为 Q235B，柱高 9 m，上端铰接，下端固接。承受轴心压力恒荷载标准值 $N_{G_k}=1\,500$ kN（$\gamma_G=1.2$），活荷载标准值 $N_{Q_k}=3\,000$ kN（$\gamma_Q=1.4$）。图 4-36（a）为构件简图，图 4-36（b）为截面尺寸图。

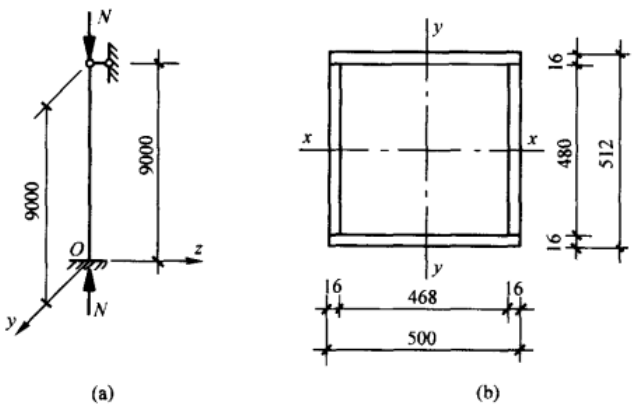


图 4-36　例题 4-4 图

[解]

荷载设计值

$$N=1.2N_{G_k}+1.4N_{Q_k}=1.2\times1\,500+1.4\times3\,000=6\,000\ (\mathrm{kN})$$

计算长度

$$l_{0x} = l_{0y} = 0.8l = 0.8 \times 9 = 7.2\ (\text{m})$$

(1) 试选截面

设

$$\lambda_x = \lambda_y = 40$$

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda_x} = \frac{7\ 200}{40} = 180\ (\text{mm})$$

$$i_y = \frac{l_{0y}}{\lambda_y} = \frac{7\ 200}{40} = 180\ (\text{mm})$$

根据表 4-4，对 x 轴和 y 轴弯曲屈曲时，都属 b 类截面（假设板厚 < 40 mm），查附表 4-2 得稳定系数 $\varphi = 0.899$。

需要截面积

$$A = \frac{N}{\varphi f} = \frac{6\ 000 \times 10^3}{0.899 \times 215} = 31\ 042\ (\text{mm}^2)$$

由表 4-7 近似回转半径关系得构件截面的轮廓尺寸

$$b = \frac{i_y}{0.40} = \frac{180}{0.40} = 450\ (\text{mm})$$

$$h = \frac{i_x}{0.40} = \frac{180}{0.40} = 450\ (\text{mm})$$

根据需要的截面积 A 和截面大致轮廓尺寸 $b \times h$，选用截面如下：

翼缘板　$2 - 16 \times 500$

腹　板　$2 - 16 \times 480$

此处翼缘板和腹板的宽度都比要求的 b 和 h 大，目的是使板厚 $t \leqslant 16$ mm，否则 f 值将降低。

截面几何特性：

截面积　$A = 2 \times 16(500 + 480) = 31\ 360(\text{mm}^2) > 31\ 042\ \text{mm}^2$

惯性矩　$I_x = \frac{1}{12}(500 \times 512^3 - 468 \times 480^3) = 1.279 \times 10^9(\text{mm}^4)$

$$I_y = \frac{1}{12}(512 \times 500^3 - 480 \times 468^3) = 1.233 \times 10^9(\text{mm}^4)$$

回转半径

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1.279 \times 10^9}{31\ 360}} = 202.0(\text{mm})$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1.233 \times 10^9}{31\ 360}} = 198.3(\text{mm})$$

长细比　$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{7\ 200}{202.0} = 35.6 < [\lambda] = 150$

$$\lambda_y = \frac{l_{0x}}{i_y} = \frac{7\ 200}{198.3} = 36.3 < [\lambda] = 150$$

(2) 截面验算

整体稳定

由附表 4-2，$\lambda = 36.3$ 时，$\varphi = 0.913$。

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{6\ 000 \times 10^3}{0.913 \times 31\ 360} = 209.6(\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

因截面无削弱，不需进行强度验算。

局部稳定

翼缘板　$\dfrac{b_0}{t}=\dfrac{468}{16}=29.3<40\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}=40$

腹板　$\dfrac{h_0}{t_w}=\dfrac{480}{16}=30<40\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}=40$

所选截面符合设计要求。

［**例题 4-5**］ 钢屋架的上弦压杆，已知计算长度 $l_{0x}=1\ 500$ mm，$l_{0y}=3\ 000$ mm，承受轴心压力设计值 $N=800$ kN。采用双角钢组成 T 形截面（图 4-37），节点板厚度为 12 mm，钢材为 Q235B。试确定此上弦杆的截面。

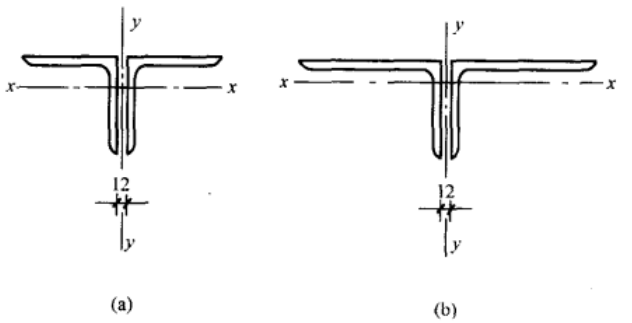


图 4-37　例题 4-5 图

［**解**］

（1）初选截面

双角钢截面不论对 x 轴和 y 轴，都为 b 类截面。

假设　$\lambda=45$。

需要截面回转半径　$i_x\geqslant\dfrac{l_{0x}}{\lambda}=\dfrac{1\ 500}{45}=33.3$（mm）

$i_y\geqslant\dfrac{l_{0y}}{\lambda}=\dfrac{3\ 000}{45}=66.7$（mm）

查附表 4-2，$\lambda=45$ 时，$\varphi=0.878$。

需要截面积　$A\geqslant\dfrac{N}{\varphi f}=\dfrac{800\times10^3}{0.878\times215}=4\ 238$（mm^2）

由所需截面积 A 和回转半径 i_x、i_y，采用等边角钢方案时（图 4-37（a）），查附表 7-4，满足 $i_y=66.7$ mm 的最小角钢为 2 ∟ 160 × 10，$i_y=69.9$ mm，$i_x=49.7$ mm，但截面积 $A=6\ 300$ mm^2 大于需要的 $A=4\ 238$ mm^2。说明假定的 $\lambda=45$ 偏小，不合适。

若采用不等边角钢长边外伸方案（图 4-37（b））时，查附表 7-5，满足 $i_x=33.3$ mm 的最小角钢截面为 2 ∟ 200 × 125 × 12，$A=7\ 580$ mm^2 远大于 4 238 mm^2，也说明假设的长细比 $\lambda=45$偏小。

重新假设 $\lambda=60$，得 $\varphi=0.807$。

需要截面回转半径　$i_x\geqslant\dfrac{1\ 500}{60}=25$（mm）

$$i_y \geqslant \frac{3\,000}{60} = 50\ (\text{mm})$$

需要截面积 $$A \geqslant \frac{N}{\varphi f} = \frac{800 \times 10^3}{0.807 \times 215} = 4\,611\ (\text{mm}^2)$$

按需要的截面积和回转半径查附表 7-4，选用等边角钢截面为 2 ∟ 125 × 10，$A = 4\,874\ \text{mm}^2$、$i_x = 38.5\ \text{mm}$ 和 $i_y = 55.9\ \text{mm}$，均满足要求。

附表 7-5 中没有比 2∟ 125×10 更为经济的长边外伸不等边角钢方案的截面，故不予考虑。

(2) 截面验算

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{1\,500}{38.5} = 39.0 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{3\,000}{55.9} = 53.7 < [\lambda] = 150$$

由 $\lambda_y = 53.7$ 查附表 4-2，得 $\varphi = 0.839$。

整体稳定

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{800 \times 10^3}{0.839 \times 48.74 \times 10^2} = 195.6(\text{N/mm}^2) < f = 215\text{N/mm}^2\text{(满足要求)}$$

截面无削弱，不必验算强度。

局部稳定

角钢边的宽厚比近似取

$$\frac{b}{t} = \frac{125}{10} = 12.5 < (10 + 0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} = (10 + 0.1 \times 53.7) \times 1 = 15.4\text{(满足要求)}$$

第六节　格构式轴心受压构件的截面设计

格构式轴心受压构件一般采用两个肢件组成，例如用两根槽钢（图 4-38（a）、（b））或 H 型钢（图 4-38（c））作为肢件，肢件间用缀条或缀板连成整体。格构柱两肢间距离的确定以两个主轴的等稳定为准则。

在柱的横截面上穿过肢件腹板的轴称为实轴，如图 4-38（a）、（b）、（c）中的 y 轴；穿过两肢之间缀材面的轴称为虚轴，如图4-38（a）、（b）、（c）中的 x 轴。

缀条一般用单根角钢制成，而缀板通常用钢板制成。

采用四根角钢组成的四肢格构式柱（图 4-38（d）），适用于长度较大而受力较小的柱，四面皆以缀材相连，两个主轴 x—x 和 y—y 都为虚轴。三面用缀材相连的三肢格构式柱（图 4-38（e）），一般采用圆管作为肢件，受力性能较好，两个主轴也都为虚轴。

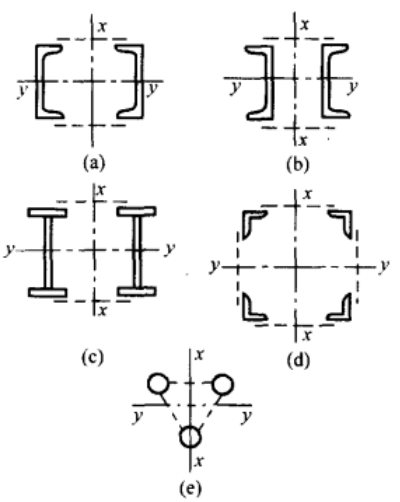


图 4-38　格构式轴心受压构件

一、格构式轴心受压构件绕虚轴的换算长细比

格构式轴心受压构件绕实轴的稳定计算与实腹式轴心受压构件相同，但绕虚轴的整体稳定临界力比长细比相同的实腹式轴心受压构件低。

轴心受压构件整体弯曲后，沿构件各截面将产生弯矩和剪力。对实腹式轴心受压构件，剪力引起的附加变形很小，对临界力的影响只占3‰左右。因此，在确定实腹式轴心受压构件整体稳定的临界力时，仅仅考虑由弯矩作用所产生的变形，而忽略剪力所产生的变形。对于格构式轴心受压构件，当绕虚轴失稳时，因肢件之间并不是连续的板而只是每隔一定距离用缀条或缀板联系起来，构件的剪切变形较大，剪力造成的附加影响不能忽略，通常采用换算长细比来考虑缀材剪切变形对格构式轴心受压构件绕虚轴的稳定承载力的影响。

1. 双肢格构式构件的换算长细比

(1) 缀条式格构式构件

根据式 (4-9)，轴心受压构件的临界力表达式

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2}\frac{1}{1+\dfrac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2}\gamma_1}=\frac{\pi^2 EA}{\lambda_{0x}^2} \tag{4-64}$$

式中：λ_{0x}——格构式构件绕虚轴的换算长细比；

γ_1——单位剪力作用下的轴线转角。

如图4-39 (b) 所示，在单位剪力作用下一侧缀材所受剪力 $V_1=1/2$。设一个节间内两侧斜缀条的面积之和为 A_1，其内力 $N_d=1/\sin\alpha$；斜缀条长 $l_d=l_1/\cos\alpha$，α 为斜缀条与柱轴线间的夹角，则斜缀条的轴向变形

$$\Delta_d=\frac{N_d l_d}{EA_1}=\frac{l_1}{EA_1\sin\alpha\cos\alpha}$$

假设变形和剪切角是有限的微小值，则由 Δ_d 引起的水平变位

$$\Delta=\frac{\Delta_d}{\sin\alpha}=\frac{l_1}{EA_1\sin^2\alpha\cos\alpha}$$

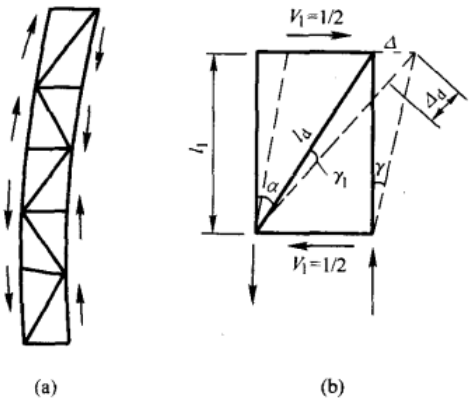


图4-39　缀条柱的剪切变形

故剪切角

$$\gamma_1=\frac{\Delta}{l_1}=\frac{l}{EA_1\sin^2\alpha\cos\alpha}$$

将 γ_1 代入式 (4-64)，得

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\frac{\pi^2}{\sin^2\alpha\cos\alpha}\frac{A}{A_1}} \tag{4-65}$$

一般斜缀条与柱轴线间的夹角在40°～70°范围内，在此范围内 $\dfrac{\pi^2}{\sin^2\alpha\cos\alpha}$ 的值变化不大，《钢结构设计规范》加以简化取为常数27，由此得双肢缀条式格构式构件的换算长细比

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+27\frac{A}{A_1}} \tag{4-66}$$

式中：λ_x ——整个构件对虚轴的长细比；

A ——整个构件的毛截面面积；

A_1 ——一个节间内两侧斜缀条毛截面面积之和。

需要注意的是，当斜缀条与柱轴线间的夹角不在 40° ~ 70°范围内时，$\frac{\pi^2}{\sin^2\alpha\cos\alpha}$ 值将比 27 大很多，式（4-66）是偏于不安全的，此时应按式（4-65）计算换算长细比 λ_{0x}。

（2）缀板式格构式构件

缀板式格构构件中缀板与肢件的连接可视为刚接，因而分肢和缀板组成一个多层框架，假定变形时反弯点在各节点的中点（图 4-40（a））。若只考虑分肢和缀板在横向剪力作用下的弯曲变形，取分离体如图 4-40（b）所示。

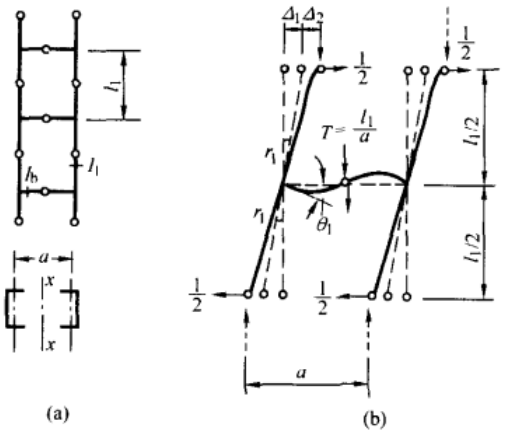


图 4-40　缀板柱的剪切变形

单位剪力作用下缀板弯曲变形引起的分肢变位

$$\Delta_1=\frac{l_1}{2}\theta_1=\frac{l_1}{2}\frac{al_1}{12EI_b}=\frac{al_1^2}{24EI_b}$$

分肢本身弯曲变形时的变位

$$\Delta_2=\frac{l_1^3}{48EI_1}$$

由此得剪切角

$$\gamma_1=\frac{\Delta_1+\Delta_2}{0.5l_1}=\frac{al_1}{12EI_b}+\frac{l_1^2}{24EI_1}=\frac{l_1^2}{24EI_1}\left(1+2\frac{I_1/l_1}{I_b/a}\right)$$

将 γ_1 值代入式（4-64），并令 $K_1=I_1/l_1$，$K_b=\sum I_b/a$，得换算长细比

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x+\frac{\pi^2Al_1^2}{24I_1}\left(1+2\frac{K_1}{K_b}\right)}$$

假设分肢截面面积 $A_1=0.5A$，$A_1l_1^2/I_1=\lambda_1^2$，则

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x+\frac{\pi^2}{12}\left(1+2\frac{K_1}{K_b}\right)\lambda_1^2} \tag{4-67}$$

式中：λ_1 ——分肢的长细比（$\lambda_1=l_{01}/i_1$，i_1 为分肢弱轴的回转半径，l_{01} 为缀板间的净距离）；

K_1 ——一个分肢的线刚度（$K_1=I_1/l_1$，l_1 为缀板中心距，I_1 为分肢绕弱轴的惯性矩）；

K_b ——两侧缀板线刚度之和（$K_b=\sum I_b/a$，I_b 为缀板的惯性矩，a 为分肢轴线间距离）。

根据《钢结构设计规范》的规定，缀板线刚度之和 K_b 应大于 6 倍的分肢线刚度，即 $K_b/K_1\geqslant 6$。若取 $K_b/K_1=6$，则式（4-67）中的 $\frac{\pi^2}{12}\left(1+2\frac{K_1}{K_b}\right)\approx 1$。因此《钢结构设计规范》

规定双肢缀板的换算长细比

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_1^2} \tag{4-68}$$

若在某些特殊情况无法满足 $K_b/K_1\geqslant 6$ 的要求时，则换算长细比 λ_{0x} 应按式（4-67）计算。

2. 四肢格构式构件的换算长细比

当缀材为缀条时

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+40\frac{A}{A_{1x}}} \tag{4-69a}$$

$$\lambda_{0y}=\sqrt{\lambda_y^2+40\frac{A}{A_{1y}}} \tag{4-69b}$$

当缀材为缀板时

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_1^2} \tag{4-70a}$$

$$\lambda_{0y}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2} \tag{4-70b}$$

式（4-69）～式（4-70）中：λ_x，λ_y——整个构件对 x 和 y 轴的长细比；

A_{1x}，A_{1y}——构件截面中垂直于 x 和 y 轴的各斜缀条毛截面面积之和。

3. 三肢格构式构件的换算长细比

缀材为缀条的三肢组合构件

$$\lambda_{0x}=\sqrt{\lambda_x^2+\frac{42A}{A_1\ (1.5-\cos^2\theta)}} \tag{4-71a}$$

$$\lambda_{0y}=\sqrt{\lambda_y^2+\frac{42A}{A_1\cos^2\theta}} \tag{4-71b}$$

式中：A_1——构件截面中各斜缀条毛截面面积之和；

θ——构件截面内缀条所在平面与 x 轴的夹角。

二、格构式轴心受压构件的缀材设计

1. 格构式轴心受压构件的横向剪力

格构式构件绕虚轴失稳发生弯曲时，缀材要承受横向剪力的作用。因此，需要首先计算横向剪力的数值，然后进行缀材的设计。

图 4-41 所示一两端铰接轴心受压构件，绕虚轴弯曲时，假定挠曲线为正弦曲线，跨中最大挠度为 v_0，则沿杆长任一点的挠度

$$y=v_0\sin\frac{\pi z}{l}$$

任一点的弯矩

$$M=Ny=Nv_0\sin\frac{\pi z}{l}$$

相应的剪力

$$V=\frac{\mathrm{d}M}{\mathrm{d}z}=N\frac{\pi v_0}{l}\cos\frac{\pi z}{l}$$

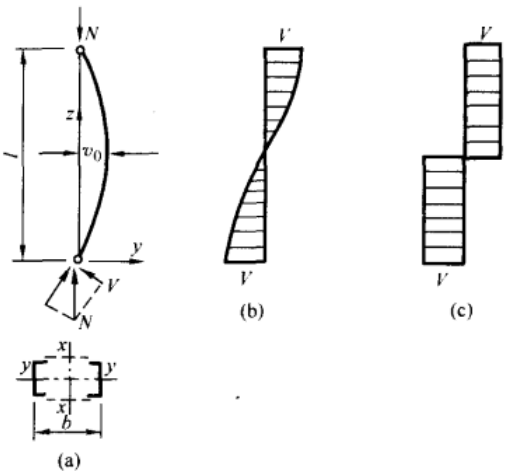


图 4-41　剪力计算简图

可见剪力按余弦曲线分布（图 4-41（b）），最大值在杆件的两端，即

$$V_{max} = \frac{N\pi}{l} v_0 \tag{4-72}$$

跨度中点的挠度 v_0 可由边缘纤维屈服准则导出。当截面边缘最大应力达屈服点时，

$$\frac{N}{A} + \frac{Nv_0}{I_x}\frac{b}{2} = f_y$$

即

$$\frac{N}{Af_y}\left(1 + \frac{v_0}{i_x^2}\frac{b}{2}\right) = 1$$

上式中令 $\frac{N}{Af_y} = \varphi$，并取 $b \approx i_x/0.44$，得

$$v_0 = 0.88 i_x (1 - \varphi)\frac{1}{\varphi}$$

将 v_0 代入式（4-72），得

$$V_{max} = \frac{0.88\pi(1-\varphi)}{\lambda_x}\frac{N}{\varphi} = \frac{1}{k}\frac{N}{\varphi}$$

式中：$k = \frac{\lambda_x}{0.88\pi(1-\varphi)}$。

经过对双肢格构式构件的计算分析，在常用的长细比范围内，k 值与长细比 λ_x 的关系不大，可取为常数，对 Q235 钢构件，取 $k = 85$；对 Q345、Q390 钢和 Q420 钢构件，取 $k \approx 85\sqrt{235/f_y}$。

因此格构式轴心受压构件平行于缀材面的剪力

$$V_{max} = \frac{N}{85\varphi}\sqrt{\frac{f_y}{235}}$$

式中：φ ——按虚轴换算长细比确定的整体稳定系数。

令 $N = \varphi Af$，即得最大剪力的计算式

$$V = \frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{4-73}$$

在设计中，将剪力 V 沿构件长度方向取为定值，相当于简化为图 4-41（c）的分布图形。

2. 缀条的设计

缀条的布置一般采用单系缀条（图 4-42（a）），也可采用交叉缀条（图 4-42（b））。缀条可视为以分肢为弦杆的平行弦桁架的腹杆，内力与桁架腹杆的计算方法相同。在横向剪力作用下，一个斜缀条的轴心力

$$N_1 = \frac{V_1}{n\cos\theta} \tag{4-74}$$

式中：V_1 ——分配到一个缀材面上的剪力；

n ——承受剪力 V_1 的斜缀条数（单系缀条时 $n=1$；交叉缀条时 $n=2$）；

θ ——缀条的倾角。

由于剪力的方向不定，斜缀条可能受拉也可能受压，应按轴心压杆选择截面。

缀条一般采用单角钢，与柱单面连接，考虑到受力时的偏心和受压时的弯扭，当按轴心受力构件设计时，应将钢材强度设计值乘以下列折减系数 η：

1）按轴心受力计算构件的强度和连接时：$\eta=0.85$。

2）按轴心受压计算构件的稳定时：

等边角钢　$\eta=0.6+0.001\,5\lambda$，但不大于 1.0；

短边相连的不等边角钢　$\eta=0.5+0.002\,5\lambda$，但不大于 1.0；

长边相连的不等边角钢　$\eta=0.70$。

λ 为缀条的长细比，对中间无联系的单角钢压杆，按最小回转半径计算，当 $\lambda<20$ 时，取 $\lambda=20$。交叉缀条体系的横缀条按受压力 $N=V_1$ 计算。为了减小分肢的计算长度，单系缀条也可加横缀条，其截面尺寸一般与斜缀条相同，也可按容许长细比确定。

3. 缀板的设计

缀板式格构构件可视为一多层框架。整体弯曲时，假定各层分肢中点和缀板中点为反弯点（图 4-43（a））。从构件中取出如图 4-43（b）所示脱离体，可得缀板内力如下

剪力

$$T = \frac{V_1 l_1}{a} \tag{4-75}$$

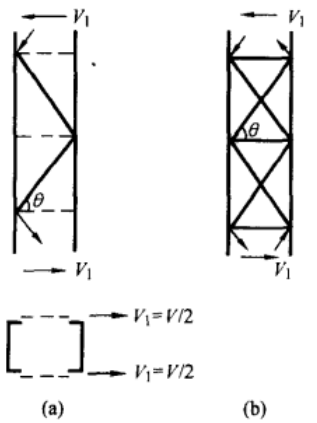


图 4-42　缀条计算简图

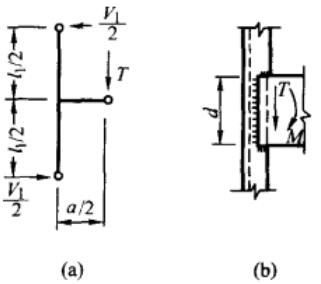


图 4-43　缀板计算简图

弯矩（与肢件连接处）

$$M = T\frac{a}{2} = \frac{V_1 l_1}{2} \tag{4-76}$$

式中：l_1——缀板中心线间的距离；

a——肢件轴线间的距离。

缀板与肢体间用角焊缝相连，角焊缝承受剪力和弯矩的共同作用，需用上述 M 和 T 验算缀板与肢件间的连接焊缝。

缀板应有一定的刚度。《钢结构设计规范》规定，同一截面处两侧缀板线刚度之和不得小于一个分肢线刚度的 6 倍。一般取缀板宽度 $d \geqslant 2a/3$（图 4-43（b））；厚度 $t \geqslant a/40$，并不小于6 mm；端缀板宜适当加宽，取 $d = a$。

三、格构式构件的构造要求

格构式构件的横截面为中部空心的矩形，抗扭刚度同实腹式构件相比较差。为了提高格构式构件的抗扭刚度，保证构件在运输和安装过程中的截面形状不变，应每隔一段距离设置横隔（图 4-44（a）、（b））。横隔的间距不得大于构件较大宽度的 9 倍或 8 m，且每个运送单元的端部均应设置横隔。

当构件某一处受有较大水平集中力作用时，也应在该处设置横隔，以免分肢局部受弯。横隔可用钢板（图 4-44（a））或交叉角钢（图 4-44（b））制成。

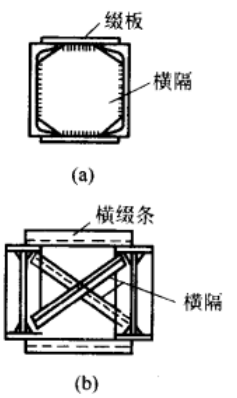


图 4-44　格构式柱的横隔

四、格构式轴心受压构件的设计步骤

格构式轴心受压构件的设计需首先选择分肢截面和缀材的形式，中小型柱可采用缀板或缀条柱，大型柱宜用缀条柱。

1）按对实轴（y—y 轴）的整体稳定选择构件的截面，方法与实腹式构件的计算相同。

2）按对虚轴（x—x 轴）的整体稳定确定两分肢的距离。

为了满足等稳定性，应使两方向的长细比相等，即使 $\lambda_{0x} = \lambda_y \leqslant [\lambda]$。

双肢缀条柱

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27\frac{A}{A_1}} = \lambda_y$$

即

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - 27\frac{A}{A_1}} \tag{4-77}$$

双肢缀板柱

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} = \lambda_y$$

即

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} \tag{4-78}$$

对缀条式构件应预先确定斜缀条的截面 A_1；对缀板式构件应先假定分肢长细比 λ_1。按

式（4-77）或式（4-78）计算得出 λ_x 后，即可得到对虚轴的回转半径

$$i_x = l_{0x}/\lambda_x$$

根据表 4-7，可得构件在缀材方向的宽度 $b \approx i_x/a_1$，亦可由已知截面的几何特性直接计算构件的宽度 b。

3）验算构件对虚轴的整体稳定，不满足时应调整构件宽度 b 再进行验算。

4）设计缀条或缀板（包括与分肢的连接）。

进行以上计算时应满足下面条件：

①缀条构件的分肢长细比 $\lambda_1 = l_1/i_1$ 不得超过构件两方向长细比（对虚轴为换算长细比）较大值的 0.7 倍，否则分肢可能先于整体失稳；

②缀板构件的分肢长细比 $\lambda_1 = l_{01}/i_1$ 不应大于 40，并不应大于构件较大长细比 λ_{max} 的 0.5 倍（当 $\lambda_{max} < 50$ 时，取 $\lambda_{max} = 50$），亦是为了保证分肢不先于整体构件失去承载能力。

［例题 4-6］ 试设计一格构式轴心受压柱的截面，截面采用两热轧槽钢组成，翼缘肢尖向内。柱高 6 m，两端铰接，承受压力设计值 $N = 1\ 420$ kN（静力荷载，包括柱自重）。钢材为 Q235，焊条为 E43 型，截面无削弱。缀材采用缀板。

［解］

已知 $N = 1\ 420$ kN；两端铰接，$l_{0x} = l_{0y} = l = 6$ m；钢材为 Q235，$f = 215$ N/mm^2，$f_v = 125$ N/mm^2；E43 型焊条，$f_f^w = 160$ N/mm^2。

（1）按绕实轴（$y-y$ 轴）的稳定要求，确定分肢截面尺寸（图 4-45）

假定 $\lambda_y = 60$，由附表 4-2 查得 $\varphi = 0.807$。

所需截面面积 $A = \dfrac{N}{\varphi f} = \dfrac{1\ 420 \times 10^3}{0.807 \times 215} = 8\ 184$（mm^2）

所需回转半径 $i_y = \dfrac{l_{0y}}{\lambda_y} = \dfrac{6\ 000}{60} = 100$（mm）

已知分肢采用一对槽钢翼缘向内，从附表 7-3 中试选 2［28a，$A = 2 \times 4\ 002 = 8\ 004$ mm^2，$i_y = 109.0$ mm。其他截面特性：$i_1 = 23.3$ mm，$z_0 = 20.9$ mm，$I_1 = 2.179 \times 10^6$ mm^4。

验算绕实轴稳定

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{6\ 000}{109.0} = 55.0 < [\lambda] = 150$$

查附表 4-2 得 $\varphi = 0.833$，于是

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{1\ 420 \times 10^3}{0.833 \times 8\ 004} = 213.0\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2$$（满足要求）

（2）按绕虚轴（$x-x$ 轴）的稳定确定分肢轴线间距 a（图 4-45）

按等稳定原则 $\lambda_{0x} = \lambda_y$，求 λ_x 和 i_x。

$\lambda_y = 55.0$，分肢长细比 $\lambda_1 \leqslant 0.5\lambda_{max} = 0.5 \times 55 = 27.5$，取 $\lambda_1 = 25$。

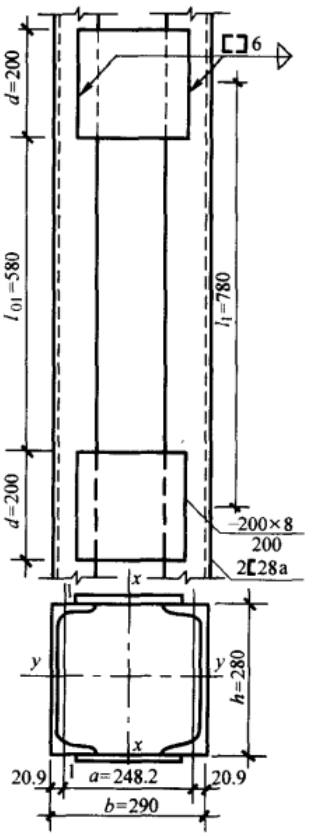


图 4-45　例题 4-6 图

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{55.0^2 - 25^2} = 49.0$$

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda_x} = \frac{6\,000}{49.0} = 122.4\ (\text{mm})$$

$$a = 2\sqrt{i_x^2 - i_1^2} = 2\sqrt{122.4^2 - 23.3^2} = 240.3\ (\text{mm})$$

$$b = a + 2z_0 = 240.3 + 2 \times 20.9 = 282.1\ (\text{mm})$$

采用 $b = 290$ mm，实际 $a = 290 - 2 \times 20.9 = 248.2$ mm

两槽钢翼缘间净距 $= 290 - 2 \times 82 = 126$ mm > 100 mm

验算虚轴稳定

缀板间净距 $l_{01} = \lambda_1 i_1 = 25 \times 23.3 = 582.5$（mm），采用580 mm。

$$\lambda_1 = \frac{580}{23.3} = 24.9$$

$$i_x = \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + i_1^2} = \sqrt{\left(\frac{248.2}{2}\right)^2 + 23.3^2} = 126.3\ (\text{mm})$$

$$\lambda_x = \frac{6\,000}{126.3} = 47.5$$

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{47.5^2 + 24.9^2} = 53.6 < [\lambda] = 150$$

根据 λ_{0x}，由附表 4-2 查得 $\varphi = 0.840$，于是

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{1\,420 \times 10^3}{0.840 \times 8\,004} = 211.2\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

$$\lambda_{max} = 55.0，\ \lambda_1 = 24.9 < 0.5\lambda_{max} = 27.5（满足要求）$$

无需验算单肢整体稳定和强度。单肢采用型钢，也不必验算分肢局部稳定。

(3) 缀板设计

柱的剪力

$$V = \frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{8\,004 \times 215}{85} \times 1 = 20.2 \times 10^3\ (\text{N}) = 20.2\ (\text{kN})$$

每个缀板面剪力 $V_1 = \frac{V}{2} = \frac{20.2}{2} = 10.1\ (\text{kN})$

①初选缀板尺寸

纵向高度 $d \geqslant \frac{2}{3}a = \frac{2}{3} \times 248.2 = 165.5\ (\text{mm})$

厚度 $t_b \geqslant \frac{a}{40} = \frac{248.2}{40} = 6.2\ (\text{mm})$，取缀板为 -200×8。

相邻缀板中心距 $l_1 = l_{01} + d = 580 + 200 = 780\ (\text{mm})$

缀板线刚度之和与分肢线刚度比值

$$\frac{\frac{\sum I_b}{a}}{\frac{I_1}{l_1}} = \frac{\frac{2 \times 8 \times 200^3/12}{248.2}}{\frac{2.18 \times 10^6}{780}} = 15.4 > 6\ （满足要求）$$

②验算缀板强度

弯矩　　$M_b = \dfrac{V_1 l_1}{2} = \dfrac{10.1 \times 780}{2} = 3\,939$（kN·mm）

剪力　　$V_b = \dfrac{V_1 l_1}{a} = 10.1 \times \dfrac{780}{248.2} = 31.7$（kN）

$$\sigma = \frac{6M_b}{t_b d^2} = \frac{6 \times 3\,939 \times 10^3}{8 \times 200^2} = 73.9\ (\mathrm{N/mm^2}) < f = 215\ \mathrm{N/mm^2}\ （满足要求）$$

$$\tau = 1.5\frac{V_b}{t_b d} = 1.5 \times \frac{31.7 \times 10^3}{8 \times 200} = 29.7\ (\mathrm{N/mm^2}) < f_v = 125\ \mathrm{N/mm^2}\ （满足要求）$$

③缀板焊缝计算

采用三面围焊。计算时偏于安全地只取端部纵向焊缝，l_w 取 200 mm，求焊脚尺寸 h_f。

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{1}{\beta_f}\frac{M_b}{W_w}\right)^2 + \left(\frac{V_b}{A_w}\right)^2} = \sqrt{\frac{1}{1.5}\left(\frac{6M_b}{0.7h_f d^2}\right)^2 + \left(\frac{V_b}{0.7h_f d}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{1.5}\left(\frac{6 \times 3\,939 \times 10^3}{0.7h_f \times 200^2}\right)^2 + \left(\frac{31.7 \times 10^3}{0.7h_f \times 200}\right)^2}$$

$$= \frac{725.4}{h_f}\ (\mathrm{N/mm^2}) \leqslant f_f^w = 160\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$h_f \geqslant 4.5\ \mathrm{mm}$$

最小　$h_f = 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{12.5} = 5.3$（mm）

最大　$h_f = 8 - (1 \sim 2) = 7 \sim 6$（mm）

取 $h_f = 6$ mm。

（4）横隔

采用钢板式横隔，厚 8 mm，与缀板配合设置。间距 $\leqslant 9h = 2.61$ m和 8 m；柱高 6 m，柱端有柱头和柱脚，中间三分点处设两道横隔。

[例题 4-7]　同例题 4-6，但缀材采用缀条。

[解]

（1）按绕实轴（$y-y$ 轴）稳定条件选择槽钢尺寸

同例 4-6，选用 2[28a（图 4-46），$\lambda_y = 55.0$。

（2）按绕虚轴（$x-x$ 轴）稳定条件确定截面高度 b

柱内力 N 不大，缀条采用最小角钢，取∟ 45×5。两缀条面内斜缀条毛截面面积之和 $A_{1x} = 2 \times 429 = 858$（mm²）。

按等稳定原则 $\lambda_{0x} = \lambda_y$，得

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - 27\frac{A}{A_{1x}}} = \sqrt{55.0^2 - 27 \times \frac{8\,004}{858}} = 52.7$$

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda_x} = \frac{6\,000}{52.7} = 113.9\ (\mathrm{mm})$$

$$a = 2\sqrt{i_x^2 - i_1^2} = 2\sqrt{113.9^2 - 23.3^2} = 223.0\ (\mathrm{mm})$$

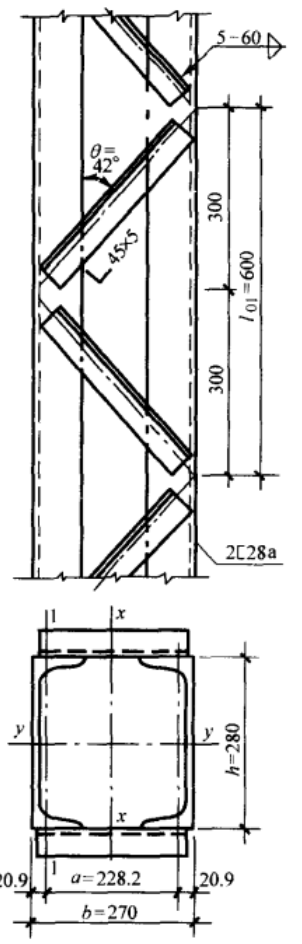


图 4-46　例题 4-7 图

$$b = a + 2z_0 = 223.0 + 2 \times 20.9 = 264.8\ (\text{mm})$$

采用 $b = 270$ mm，实际 $a = 270 - 2 \times 20.9 = 228.2$（mm）

两槽钢翼缘间净距 $= 270 - 2 \times 82 = 106$（mm）$> 100$ mm

验算虚轴稳定：

$$i_x = \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + i_1^2} = \sqrt{\left(\frac{228.2}{2}\right)^2 + 23.3^2} = 116.5\ (\text{mm})$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{6\,000}{116.5} = 51.5$$

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27\frac{A}{A_{1x}}} = \sqrt{51.5^2 + 27 \times \frac{8\,004}{858}} = 53.9 < [\lambda] = 150$$

$$\varphi = 0.838$$

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{1\,420 \times 10^3}{0.838 \times 8\,004} = 211.7\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 55.0，\ \lambda_1 \leqslant 0.7\lambda_{max} = 38.5$$

$$l_{01} = \lambda_1 i_1 = 38.5 \times 23.3 = 897\ (\text{mm})$$

如采用人字式单斜杆缀条件系，$\theta = 40°$，交汇于分肢槽钢边线，则

$$l_{01} = 2 \times \frac{b}{\tan\theta} = 2 \times \frac{270}{\tan 40°} = 644\ （\text{mm}），采用\ l_{01} = 600\ \text{mm}$$

$$\theta = \arctan\frac{270}{600/2} = 42°（满足要求）$$

不必验算分肢稳定和强度。槽钢为轧制型钢，也无需验算分肢局部稳定。

(3) 缀条设计

柱的剪力同例 4-6，$V = 20.2$ kN，$V_1 = 10.1$ kN

缀条尺寸已初步确定∟ 45×5，$A_{d1} = 429\ \text{mm}^2$，$i_{min} = 8.8$ mm

采用人字形单缀条件系，$\theta = 42°$，分肢 $l_{01} = 600$ mm

斜缀条长度 $$l_d = \frac{270}{\sin 42°} = 403.6\ （\text{mm}）$$

①缀条内力和稳定验算

一根缀条内力 $$N_{d1} = \frac{V_1}{\sin\theta} = \frac{10.1}{\sin 42°} = 15.1\ （\text{kN}）$$

缀条 $\lambda_1 = \frac{l_d}{i_{min}} = \frac{403.6}{8.8} = 45.9 < [\lambda] = 150$

b 类截面，$\varphi = 0.874$

单面连接等边单角钢按轴心受压计算稳定时，强度设计值折减系数

$$\eta = 0.6 + 0.001\,5\lambda = 0.6 + 0.001\,5 \times 45.9 = 0.669$$

$$\sigma = \frac{N_{d1}}{\eta(\varphi A)} = \frac{15.1 \times 10^3}{0.669 \times 0.874 \times 429} = 60.2\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

②缀条连接

单面连接单角钢按轴心受力计算连接时，强度设计值折减系数 $\eta = 0.85$。

缀条焊缝采用角焊缝，肢背

$$h_{f1}\,l_{w1}=\frac{0.7N_{d1}}{0.85\times0.7f_f^w}=\frac{0.7\times15.1\times10^3}{0.85\times0.7\times160}=111.0\ (\text{mm}^2);$$

按构造要求，肢背和肢尖焊缝均采用 5-50，计算值 $h_f l_w = 5 \times 40 = 200$（$\text{mm}^2$）> 111.0 mm^2。

（4）横隔

柱截面最大宽度为 280 mm，横隔间距≤9×0.28 = 2.52 m 和 8 m。柱高 6 m，上、下两端柱头、柱脚处以及中间三分点处设置钢板横隔，与斜缀条节点配合设置。

第七节　轴心受压柱的柱头和柱脚

柱的顶部与梁（或桁架）连接的部分称为柱头，其作用是通过柱头将上部结构的荷载传到柱身，梁与柱的连接节点设计必须遵循传力可靠、构造简单和便于安装的原则。柱下端与基础连接的部分称为柱脚，柱脚的作用是将柱身所受的力传递和分布到基础，并将柱固定于基础。

一、轴心受压柱的柱头

梁与轴心受压柱铰接时，梁可支承于柱顶上（图 4-47（a）、（b）、（c）），亦可连于柱的侧面（图 4-47（d）、（e））。梁支于柱顶时，梁的支座反力通过柱顶板传给柱身。顶板与柱用焊缝连接，顶板厚度一般取 16～20 mm。为了便于安装定位，梁与顶板用普通螺栓连接。图 4-47（a）的构造方案，将梁的反力通过支承加劲肋直接传给柱的翼缘。两相邻梁之间留一空隙，以便于安装，最后用夹板和构造螺栓连接。这种连接方式构造简单，对梁长度尺寸的制作要求不高。缺点是当柱顶两侧梁的反力不等时将使柱偏心受压。图 4-47（b）的构造方案，梁的反力通过端部加劲肋的突缘传给柱的轴线附近，因此即使两相邻梁的反力不等，柱仍接近轴心受压。梁端加劲肋的底面应刨平顶紧于柱顶板。由于梁的反力大部分传给柱的腹板，因而腹板不能太薄且必须设置加劲肋加强。两相邻梁间可留一些空隙，安装时嵌入合适尺寸的填板并用普通螺栓连接。对于格构式柱（图 4-47（c）），为了保证传力均匀并托住顶板，应在两柱肢之间设置竖向隔板。

在多层框架的中间梁柱连接中，横梁中只能在柱侧相连。图 4-47（d）、（e）是梁连接于柱侧面的铰接构造。梁的反力由端加劲肋传给承托，承托可采用 T 形（图 4-47（e）），也可用厚钢板制成（图 4-47（d）），承托与柱翼缘间用角焊缝相连。承托采用厚钢板的方案适用于承受较大的压力，但制作与安装的精度要求较高。承托的端面必须刨平并与梁的端加劲肋顶紧以便直接传递压力。考虑到荷载偏心的不利影响，承托与柱的连接焊缝按梁支座反力的 1.25 倍计算。为方便安装，梁端与柱间应留空隙加填板并设置构造螺栓。当两侧梁的支座反力相差较大时，应考虑偏心，按压弯柱计算。

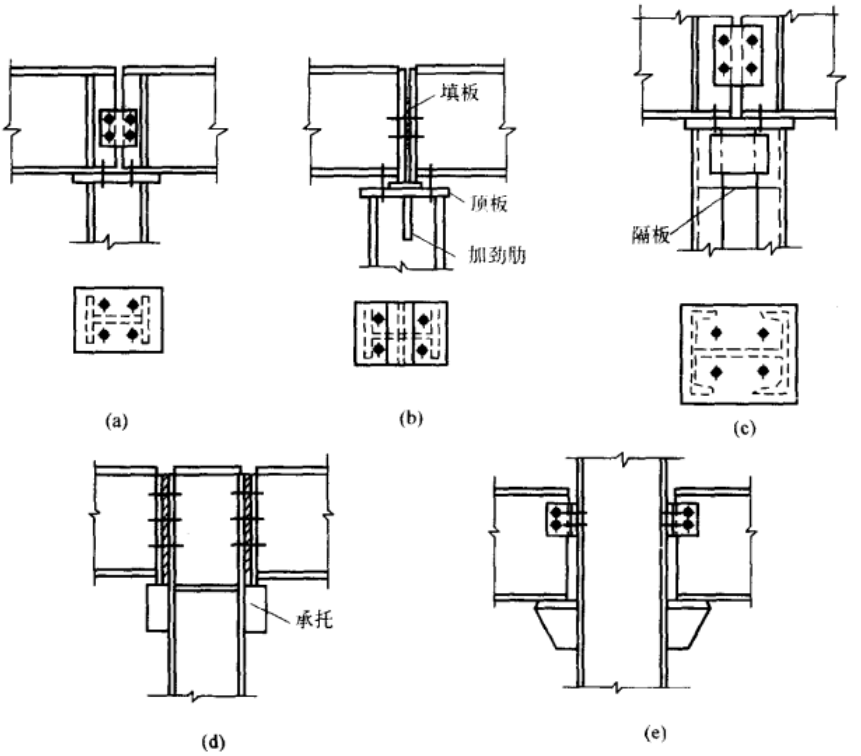


图 4-47　梁与柱的铰接连接

二、轴心受压柱柱脚

柱脚的构造应使柱身的内力可靠地传给基础，并和基础牢固地连接。轴心受压柱的柱脚主要传递轴心压力，与基础的连接一般采用铰接（图 4-48）。

图 4-48 是几种常用的平板式铰接柱脚。由于基础混凝土强度远低于钢材，所以必须把柱的底部放大以增加其与基础顶部的接触面积。图 4-48（a）是一种最简单的柱脚构造形式，在柱下端仅焊一块底板，柱中压力由焊缝传到底板，再传给基础。这种柱脚只适用于小型柱，否则底板太厚。一般的铰接柱脚常采用图 4-48（b）、（c）、（d）的形式，在柱端部与底板之间增设一些中间传力零件，如靴梁、隔板和肋板等，以增加柱与底板的连接焊缝长度，并且将底板分隔成几个区格，使底板的弯矩减小，厚度减小。图 4-48（b）中，靴梁焊于柱的两侧，在靴梁之间用隔板加强，以减小底板的弯矩，并提高靴梁的稳定性。图 4-48（c）是格构式柱的柱脚构造。图 4-48（d）中，在靴梁外侧设置肋板，底板做成正方形或接近正方形。

布置柱脚的连接焊缝时，应考虑施焊的方便与可能。例如图 4-48（b）隔板的里侧，图 4-48（c）、（d）中靴梁中央部分的里侧，都不宜布置焊缝。

柱脚是利用预埋在基础中的锚栓来固定其位置的。铰接柱脚只沿着一条轴线设立两个连接于底板上的锚栓，如图 4-48 所示。底板的抗弯刚度较小，锚栓受拉时，底板会产生弯曲变形，阻止柱端转动的抗力不大，因而这种柱脚仍视为铰接。

铰接柱脚不承受弯矩，只承受轴向压力和剪力。剪力通常由底板与基础表面的摩擦力传

递。当此摩擦力不足以承受水平剪力时，应在柱脚底板下设置抗剪键（图 4-49）。抗剪键可用方钢、短 T 形钢或 H 型钢制成。

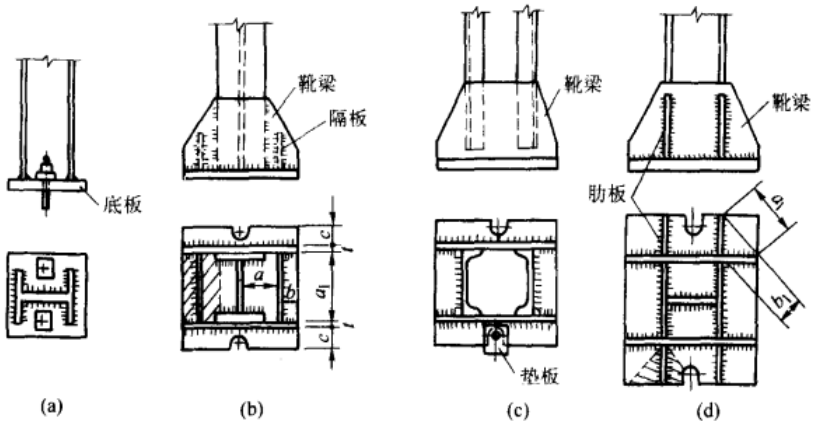


图 4-48　平板式铰接柱脚

铰接柱脚通常仅按承受轴向压力计算，轴向压力 N 一部分由柱身传给靴梁、肋板等，再传给底板，最后传给基础；另一部分是经柱身与底板间的连接焊缝传给底板，再传给基础。实际工程中，柱端难于保证齐平，而且为了便于控制柱长的准确性，柱端可能比靴梁缩进一些（图 4-48（c））。

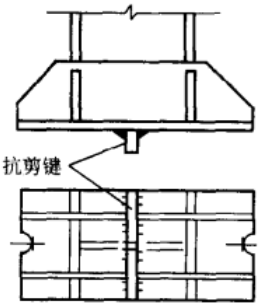


图 4-49　柱脚的抗剪键

1. 底板的计算

（1）底板的平面尺寸

底板的平面尺寸决定于基础材料的抗压能力，基础对底板的压应力可近似认为是均匀分布的，这样，所需要的底板净面积 A_n 应按下式确定

$$A_n \geqslant \frac{N}{f_c} \tag{4-79}$$

式中：f_c——基础混凝土的轴心抗压强度设计值，应考虑基础混凝土局部受压时的强度提高系数。

根据构造要求确定底板宽度（图 4-48（b））

$$B = a_1 + 2t + 2c \tag{4-80}$$

式中：a_1——柱截面尺寸；

t——靴梁厚度，通常为 10～14 mm；

c——底板悬臂部分的宽度。

求出底板宽度，则长度

$$L = \frac{A_n}{B} \tag{4-81}$$

（2）底板的厚度

底板的厚度由板的抗弯强度决定。底板可视为一支承在靴梁、隔板和柱端的平板，它承受基础传来的均匀反力。靴梁、肋板、隔板和柱的端面均可视为底板的支承边，并将底板分

隔成不同的区格，其中有四边支承、三边支承、两相邻边支承和一边支承等区格。在均匀分布的基础反力作用下，各区格板单位宽度上的最大弯矩如下。

1）四边支承区格

$$M = \alpha q a^2 \tag{4-82}$$

式中：q——作用于底板单位面积上的压应力，$q = N/A_n$；

a——四边支承区格的短边长度；

α——系数，根据长边 b 与短边 a 之比按表 4-8 取用。

表 4-8　α 值

b/a	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	≥4.0
α	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081	0.086	0.091	0.095	0.099	0.101	0.119	0.125

2）三边支承区格和两相邻边支承区格

$$M = \beta q a_1^2 \tag{4-83}$$

式中：a_1——对三边支承区格为自由边长度，对两相邻边支承区格为对角线长度（图 4-48（b）、（d））；

β——系数，根据 b_1/a_1 值由表 4-9 查得（对三边支承区格 b_1 为垂直于自由边的宽度；对两相邻边支承区格，b_1 为内角顶点至对角线的垂直距离（图 4-48（b）、（d））。

表 4-9　β 值

b_1/a_1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	≥1.2
β	0.026	0.042	0.056	0.072	0.085	0.092	0.104	0.111	0.120	0.125

当三边支承区格的 $b_1/a_1 < 0.3$ 时，可按悬臂长度为 b_1 的悬臂板计算。

3）一边支承区格（即悬臂板）

$$M = \frac{1}{2} q c^2 \tag{4-84}$$

式中：c——悬臂长度。

这几部分板承受的弯矩一般不相同，取各区格板的最大弯矩 M_{max} 按下式确定板的厚度

$$t \geqslant \sqrt{\frac{6M_{max}}{f}} \tag{4-85}$$

设计时应注意靴梁和隔板的布置应尽可能使各区格板的弯矩相近，以免所需的底板过厚。在这种情况下，应调整底板尺寸和重新划分区格。

底板的厚度通常为 20～40 mm，最薄一般不得小于 14 mm，以保证底板具有必要的刚度，从而满足基础反力是均布的假设。

2. 靴梁的计算

靴梁的高度由其与柱边连接所需的焊缝长度决定，此连接焊缝承受柱身传来的压力 N。靴梁的厚度比柱翼缘厚度略小。

靴梁按支承于柱边的双悬臂梁计算，根据所承受的最大弯矩和最大剪力值，验算靴梁的抗弯和抗剪强度。

3. 隔板与肋板的计算

为了支承底板，隔板应具有一定刚度，因此隔板的厚度不得小于其宽度 b 的 1/50，一般比靴梁略薄些，高度略小些。

隔板可视为支承于靴梁上的简支梁，荷载可按承受图 4-48（b）中阴影面积的底板反力计算，按此荷载所产生的内力验算隔板与靴梁的连接焊缝以及隔板本身的强度。注意隔板内侧的焊缝不易施焊，计算时不能考虑受力。

肋板按悬臂梁计算，承受的荷载为图 4-48（d）所示的阴影部分的底板反力。肋板与靴梁间的连接焊缝以及肋板本身的强度均应按其承受的弯矩和剪力进行计算。

[例题 4-8]　一轴心受压实腹柱，轴心压力设计值为 $N=1\ 300$ kN，柱截面尺寸如图 4-50（b)所示，试设计此实腹柱的柱头和柱脚，钢材为 Q235。

[解]

（1）柱头设计

柱端设置一顶板 $-400\times260\times14$，柱端加劲肋尺寸 $2-125\times480\times16$（图 4-50（a））。

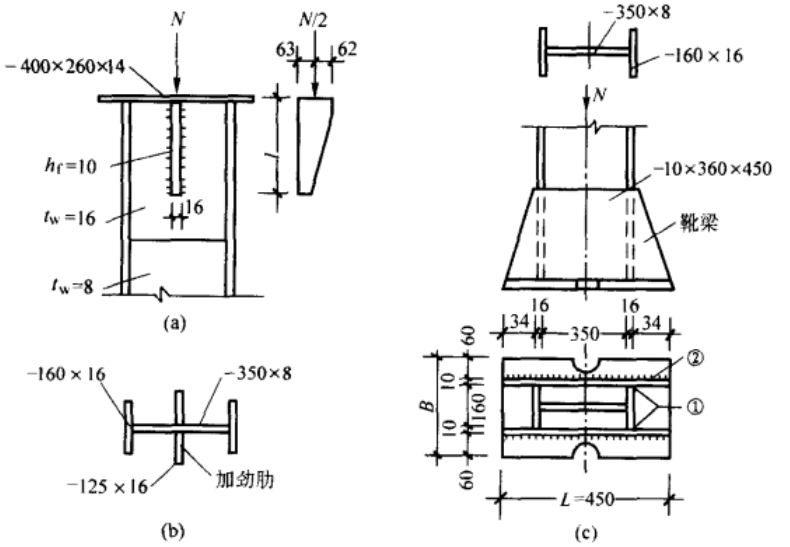


图 4-50　例题 4-8 图

荷载 $N=1\ 300$ kN 通过顶板端面承压传给两个加劲肋。需要的承压面积

$$A=\frac{N}{f_{ce}}=\frac{1\ 300\times10^3}{325}=4\ 000\ (\text{mm}^2)\ =40.0\ \text{cm}^2$$

故选用加劲肋宽 125 mm，厚 16 mm，$A=2\times12.5\times1.6=40\ (\text{cm}^2)$。

加劲肋各采用两条 $h_f=10$ mm，$l=48$ cm 的角焊缝和柱腹板相连。每根加劲肋传力 $N/2=650$ kN，属悬臂梁工作。

计算此焊缝强度

$$A_w=0.7h_f\sum l_w=2\times0.7\times1.0\times\ (48-2)\ =64.4\ (\text{cm}^2)$$

$$W_w=\frac{2}{6}\times0.7h_f l_w^2=\frac{2}{6}\times0.7\times1.0\times46^2=493.7\ (\text{cm}^3)$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2+\tau_f^2}=\sqrt{\left(\frac{N/2\times63}{1.22W_w}\right)^2+\left(\frac{N/2}{A_w}\right)^2}$$

$$=\sqrt{\left(\frac{650\times63\times10^3}{1.22\times493\ 700}\right)^2+\left(\frac{650\times10^3}{6\ 440}\right)^2}$$

$$=\sqrt{68^2+101^2}=121.8\ (\text{N/mm}^2)\ <f_f^w=160\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

加劲肋厚度取决于端面承压要求，由于加劲肋厚度为 16 mm，故需将柱头部分的腹板换成 $t_w=16$ mm 的板。

验算加劲肋本身强度，按悬臂梁计算。在和腹板连接处的截面为 16×480 的矩形截面，受剪力 $N/2=650$ kN，弯矩 $M=650\times6.3=4\ 095$ (kN·cm)，于是

$$\tau=1.5\times\frac{650\times10^3}{16\times480}=127.0\ (\text{N/mm}^2)\ \approx f_v=125\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

$$\sigma=\frac{M}{W}=\frac{4\ 095\times10^4}{\frac{1}{6}\times16\times480^2}=66.7\ (\text{N/mm}^2)\ <f=215\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

计算表明，加劲肋高度 48 cm 决定于加劲肋的抗剪强度。

(2) 柱脚设计

底板宽度　　$B=16+2\ (1+6)\ =30\ (\text{cm})$

假设基础混凝土标号为 C20，考虑基础混凝土局部受压强度提高系数的混凝土轴心抗压设计强度 $f_c=11$ N/mm²，则

$$L=\frac{N}{Bf_c}=\frac{1\ 300\times10^3}{300\times11}=394\ (\text{mm})$$

考虑到锚栓处底板的槽口，取 $L=450$ mm。

轴心力 $N=1\ 300$ kN 经四根角焊缝①传给靴梁，取 $h_f=8$ mm，角焊缝的需要长度

$$l_w=\frac{N}{4\times0.7h_f\times f_f^w}=\frac{1\ 300\times10^3}{4\times0.7\times8\times160}=363\ (\text{mm})$$

取靴梁高 38 cm。

靴梁内力经角焊缝②传给底板，设焊缝高度 $h_f=12$ mm，则 $\sum l_w=2\times426=852$ (mm)

$$\sigma_f=\frac{N}{0.7h_f\sum l_w}=\frac{1\ 300\times10^3}{0.7\times12\times852}=181.6\ (\text{N/mm}^2)\ <\beta_f f_f^w=195.2\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

基础对底板压应力　$q=\frac{N}{BL}=\frac{1\ 300\times10^3}{300\times450}=9.6\ (\text{N/mm}^2)$

悬臂板　$M=\frac{qc^2}{2}=\frac{9.6\times60^2}{2}=17\ 280\ (\text{N·mm})$

三边支承板　$a_1=16$ cm，$b_1=3.4$ cm，$b_1/a_1=0.213<0.3$，按悬臂长为 b_1 的悬臂板计算，则

$$M=\frac{qb_1^2}{2}=\frac{9.6\times3.4^2}{2}=55.5\ (\text{N·mm})$$

四边支承板　$a=7.6$ cm，$b=35$ cm，$b/a=4.605$，$\alpha=0.125$，则

$$M=\alpha qa^2=0.125\times9.6\times80^2=7\ 680\ (\text{N·mm})$$

$$t=\sqrt{\frac{6M_{max}}{f}}=\sqrt{\frac{6\times17\ 280}{205}}=22.5\ (\text{mm})$$

取 $t=24$ mm。底板厚度为 24 mm，$f=205$ N/mm²。

验算靴梁强度，按双悬伸梁计算，悬伸部分长 3.4 cm，荷载 $\overline{q} = q\dfrac{B}{2} = 0.96 \times 15 = 14.4$ (kN/cm)，靴梁高 38 cm，厚 1 cm，受剪力 $V = \overline{q} \times 3.4 = 49.0$ kN，弯矩 $M = \dfrac{1}{2}\overline{q} \times 3.4^2 = 83.2$ (kN·cm)，于是

$$\tau = \frac{1.5V}{380 \times 10} = \frac{1.5 \times 49.0 \times 10^3}{380 \times 10} = 19.3\ (\mathrm{N/mm^2}) < f_v = 125\ \mathrm{N/mm^2}\ (\text{满足要求})$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{83.2 \times 10^4}{\dfrac{1}{6} \times 10 \times 380^2} = 3.4\ (\mathrm{N/mm^2}) < f = 215\ \mathrm{N/mm^2}\ (\text{满足要求})$$

靴梁跨中正弯矩部分由于底板参加工作，因而不进行强度验算。

习　题

4-1　选择题

1. 实腹式轴心受拉构件计算的内容为_____。

（A）强度　　（B）强度和整体稳定

（C）强度、局部稳定和整体稳定　　（D）强度、刚度（长细比）

2. 对有孔眼等削弱的轴心拉杆承载力，《钢结构设计规范》采用的准则为净截面_____。

（A）最大应力达到钢材屈服点　　（B）平均应力达到钢材屈服点

（C）最大应力达到钢材抗拉强度　　（D）平均应力达到钢材抗拉强度

3. 一宽度为 B、厚度为 t 的钢板上有一直径为 d_0 的孔，则钢板的净截面面积为_____。

（A）$A_n = B \times t - \dfrac{d_0}{2} \times t$　　（B）$A_n = B \times t - \dfrac{\pi d_0^2}{4} \times t$

（C）$A_n = B \times t - d_0 \times t$　　（D）$A_n = B \times t - \pi d_0 \times t$

4. 下列轴心受拉构件，可不验算正常使用极限状态的为_____。

（A）屋架下弦　　（B）托架受拉腹杆

（C）受拉支撑杆　　（D）预应力拉杆

5. 计算高强度螺栓摩擦型连接的轴心拉杆的强度时，_____。

（A）只需计算净截面强度

（B）只需计算毛截面强度

（C）需计算净截面强度和毛截面强度

（D）视具体情况计算净截面强度和毛截面强度

6. 轴心压杆计算时要满足_____的要求。

（A）强度、刚度（长细比）

（B）强度、整体稳定、刚度（长细比）

（C）强度、整体稳定、局部稳定

（D）强度、整体稳定、局部稳定、刚度（长细比）

7. 轴心压杆的强度与稳定，应分别满足_____。

（A）$\sigma=\frac{N}{A_n}\leqslant f$，$\sigma=\frac{N}{A_n}\leqslant \varphi f$　　（B）$\sigma=\frac{N}{A_n}\leqslant f$，$\sigma=\frac{N}{A}\leqslant \varphi f$

（C）$\sigma=\frac{N}{A}\leqslant f$，$\sigma=\frac{N}{A_n}\leqslant \varphi f$　　（D）$\sigma=\frac{N}{A}\leqslant f$，$\sigma=\frac{N}{A}\leqslant \varphi f$

式中：A——杆件毛截面面积；A_n——净截面面积。

8. a类截面的轴心压杆稳定系数 φ 值最高是由于_____。

（A）截面是轧制截面　　（B）截面的刚度最大

（C）初弯曲的影响最小　　（D）残余应力的影响最小

9. 轴心受压构件整体稳定的计算公式 $N/(\varphi A)\leqslant f$，其物理意义是_____。

（A）截面平均应力不超过钢材强度设计值

（B）截面最大应力不超过钢材强度设计值

（C）截面平均应力不超过构件欧拉临界应力设计值

（D）构件轴力设计值不超过构件稳定极限承载力设计值

10. 格构式轴心受压柱整体稳定计算时，用换算长细比 λ_{0x} 代替 λ_x，这是考虑_____。

（A）格构柱弯曲变形的影响　　（B）格构柱剪切变形的影响

（C）缀材弯曲变形的影响　　（D）缀材剪切变形的影响

11. 计算格构式柱绕虚轴 $x-x$ 轴弯曲的整体稳定，其稳定系数应根据____查表确定。

（A）λ_x　（B）λ_{0x}　（C）λ_y；　（D）λ_{0y}

12. 双肢缀条式轴心受压柱绕实轴和绕虚轴等稳定的要求是_____。

（A）$\lambda_{0y}=\lambda_y$　　（B）$\lambda_y=\sqrt{\lambda_x^2+27\frac{A}{A_1}}$

（C）$\lambda_{0y}=\sqrt{\lambda_y^2+27\frac{A}{A_1}}$　　（D）$\lambda_x=\lambda_y$

13. 双肢格构式轴心受压柱，实轴为 x—x 轴，虚轴为 y—y 轴，应根据_____确定肢件间距离。

（A）$\lambda_x=\lambda_y$　（B）$\lambda_{0y}=\lambda_x$　（C）$\lambda_{0y}=\lambda_y$　（D）强度条件。

14. 为了_____，确定轴心受压实腹柱的截面形式时，应使两个主轴方向的长细比尽可能接近。

（A）便于与其他构件连接　　（B）构造简单、制造方便

（C）达到经济效果　　（D）便于运输、安装和减少节点类型

15. 提高轴心受压构件局部稳定常用的合理方法是_____。

（A）增加板件宽厚比　　（B）增加板件厚度

（C）增加板件宽度　　（D）设置横向加劲肋

16. 与节点板单面连接的等边角钢轴心受压构件，$\lambda=100$，计算稳定时，钢材强度设计值应采用的折减系数是_____。

（A）0.65　（B）0.70　（C）0.75　（D）0.85

17. 与节点板单面连接的等边角钢轴心受压构件，安装时高空焊接，计算连接时，焊缝强度设计值的折减系数是_____。

（A）0.585　（B）0.630　（C）0.675　（D）0.765

18. 格构式压弯构件缀材的设计剪力_____。

（A）取构件实际剪力设计值

（B）由公式 $V=\frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}}$ 计算

（C）取构件实际剪力设计值和 $V=\frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}}$ 二者中的较大值

（D）取 $V=\frac{\mathrm{d}M}{\mathrm{d}z}$ 的计算值

19. 当缀条采用单角钢时，按轴心压杆验算其承载能力，但必须将设计强度按《钢结构设计规范》中的规定乘以折减系数，原因是_____。

（A）格构式柱所给的剪力值是近似的　（B）缀条很重要，应提高其安全性

（C）缀条破坏将引起绕虚轴的整体失稳　（D）单角钢缀条实际为偏心受压构件

20. 工字形截面受压构件腹板高厚比不能满足按全腹板进行计算的要求时，_____。

（A）可在计算时将腹板截面仅考虑计算高度两边缘 $20t_w\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 的范围

（B）必须加厚腹板

（C）必须设置纵向加劲肋

（D）必须设置横向加劲肋

21. 其他条件相同，如图 4-51 所示的四种轴力分布情况下，各压杆的临界力关系是_____。

（A）$N_{k1}>N_{k2}>N_{k3}>N_{k4}$

（B）$N_{k1}<N_{k2}<N_{k3}<N_{k4}$

（C）$N_{k4}>N_{k2}>N_{k3}>N_{k1}$

（D）$N_{k4}>N_{k1}>N_{k2}>N_{k3}$

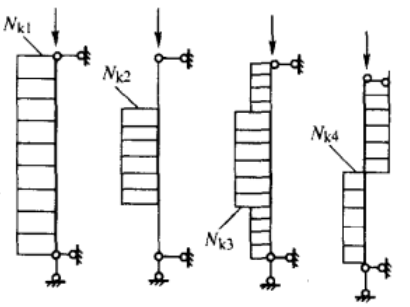


图 4-51　选择题 21 图

22. 轴心受压柱端部铣平时，其与底板的连接焊缝、铆钉或螺栓的计算应_____取值。

（A）按柱最大压力的 15%

（B）按柱最大压力的 25%

（C）按柱最大压力的 50%

（D）按柱最大压力的 75%

23. 为了保证两个角钢组成的 T 形截面共同工作，在两个角钢肢间应设置填板，压杆填板间距应满足 $l_d\leqslant 40i_1$，式中 i_1 为图 4-52 _____中单角钢对 1-1 轴的回转半径。

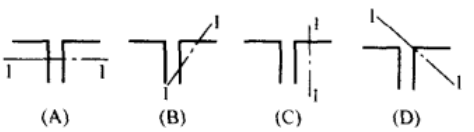


图 4-52　选择题 24 图

24～30 条件：一单层工业厂房结构平面布置如图 4-53（a）所示，横向为两个 30 m 连跨，纵向长 96 m，柱距 12 m，屋架间距 6 m，中列柱和边列柱均设置 12 m 跨度的托架，屋架与托架平接，并设置屋架下弦纵向水平支撑。托架的几何尺寸如图 4-53（b）所示。边列柱设有外挑檐，宽 2 m。屋面恒载标准值为 1.5 kN/m^2（包括托架自重），屋面活载标准值为 1.0 kN/m^2。钢材为 Q235B，手工焊，焊条为 E43 型。

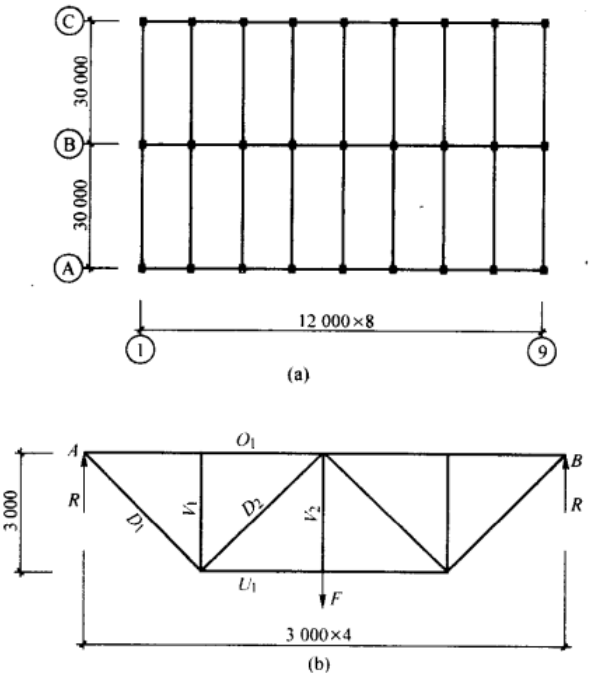


图 4-53　选择题 24～30 图

24. 中列托架跨中集中荷载设计值 F 最接近_____。

（A）576 kN　　（B）450 kN

（C）540 kN　　（D）288 kN

25. 假定边列托架跨中集中荷载设计值 F = 326 kN，托架下弦杆（U_1）的轴心拉力设计值最接近_____。

（A）326 kN　　（B）231 kN

（C）163 kN　　（D）652 kN

26. 假定托架上弦杆（O_1）轴心压力设计值 N = －288 kN；选用 ⌐ 110 × 8，A = 3 447.6 mm^2，i_x = 34 mm，i_y = 48.9 mm。当按轴心受压构件进行稳定验算时，截面上的应力最接近_____。

（A）198 N/mm^2　　（B）176 N/mm^2

（C）132 N/mm^2　　（D）105 N/mm^2

27. 托架上弦杆选用 ⌐ 110 × 8，i_x = 34 mm，i_y = 48.9 mm（单角钢的 i_{x0} = 21.9 mm，i_{y0} = 42.8 mm），上弦杆节间长 3 000 mm（扣除节点板连接后，实际长度为 2 700 mm）。在两个角钢之间设置填板，填板的数量应取下列_____。

（A）1 块　　（B）2 块　　（C）3 块　　（D）不设填板

28. 托架腹杆（D_2）的轴心压力设计值 $N = -407$ kN；选用 ⌜⌝ 110 × 8，$A = 3\,447.6$ mm^2，$i_x = 34$ mm，$i_y = 48.9$ mm。当按轴心受压构件的稳定验算时，截面上的应力最接近_____。

（A）212.3 N/mm^2　　（B）255.0 N/mm^2

（C）185.0 N/mm^2　　（D）157.3 N/mm^2

29. 托架竖杆（V_2）轴心拉力设计值 $N = 326$ kN；选用 ┼ 80 × 6，$A = 1\,879$ mm^2；每个角钢上有一个 $d_0 = 23.5$ mm 的普通螺栓孔。当按轴心受拉构件验算时，截面上的应力最接近_____。

（A）204.1 N/mm^2　　（B）187.6 N/mm^2

（C）173.5 N/mm^2　　（D）247.9 N/mm^2

30. 托架下弦杆（U_1）轴心拉力设计值 $N = 576$ kN；选用 ⌞⌟ 110 × 7，下弦杆端部与节点板连接采用双面侧焊，角钢背处的角焊缝厚度取 $h_f = 8$ mm。焊缝长度应接近_____。

（A）245 mm　　（B）170 mm　　（C）340 mm　　（D）460 mm

4-2　竖向支撑桁架如图 4-54 所示。两斜腹杆均采用双角钢截面，节点板厚 8 mm，钢材为 Q235。承受荷载标准值 $P_k = 12.5$ kN（$\gamma_Q = 1.4$），全部由活荷载所引起。取拉杆和压杆的容许长细比分别为 400 和 200。假设斜腹杆的计算长度 $l_{0x} = l_{0y} = l$（l 为节点间杆件的几何长度），支座处两水平反力相等。试确定此两斜腹杆的截面。

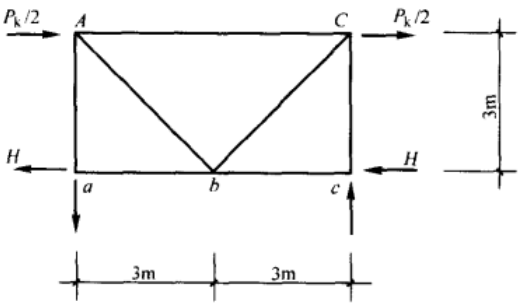


图 4-54　习题 4-2 图

4-3　试按切线模量理论画出轴心压杆的临界应力和长细比的关系曲线。压杆由屈服点 $f_y = 235$ N/mm^2 的钢材制成，材料的应力—应变曲线近似地由图 4-55 所示的三段直线组成，假定不计残余应力。$E = 206 \times 10^3$ N/mm^2（由于材料的应力—应变曲线是分段变化的，而每段的弹性模量是常数，所以画出的 σ_{cr}—λ 曲线将是不连续的）。

4-4　如果习题 4-3 的轴心压杆钢材的比例极限 $f_p = (2/3) f_y$，而临界应力和长细比的关系曲线如图 4-56 所示，在 A、B 两点之间用二次抛物线表示。试按照切线模量理论写出临界应力 σ_{cr} 与杆的长细比 λ 和钢材屈服点 f_y 的关系式。当杆的临界应力 $\sigma_{cr} = (3/4) f_y$ 时，试算出此杆的长细比 λ 和此时切线模量 E_t 与弹性模量 E 的比值。

4-5　一理想轴心受压工字形截面构件，两翼缘截面均为 $b_1 \times t$，翼缘板上残余应力按二次抛物线分布，残余压应力峰值 $\sigma_{rc} = 0.3 f_y$，如图 4-57 所示。腹板截面较小，略去不计。钢材为理想弹塑性体，屈服点为 f_y。试求考虑残余应力影响此轴心受压构件绕截面弱轴 $y - y$ 轴的柱子曲线，即 $\bar{\sigma}_{cr}$—$\bar{\lambda}$ 曲线（$\bar{\sigma}_{cr} = \dfrac{\sigma_{cr}}{f_y}$，$\bar{\lambda} = \dfrac{\lambda}{\pi}\sqrt{\dfrac{f_y}{E}}$），并求当 $\bar{\lambda} = 1$ 时，$\bar{\sigma}_{cr}$ 较不考虑残余应力影响时降低多少（提示：截面上的残余应力应满足静力平衡条件，由此可求出 σ_{rt}）？

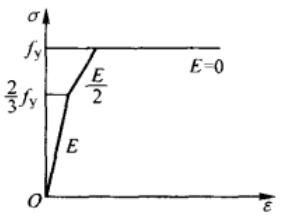


图 4-55　习题 4-3 图

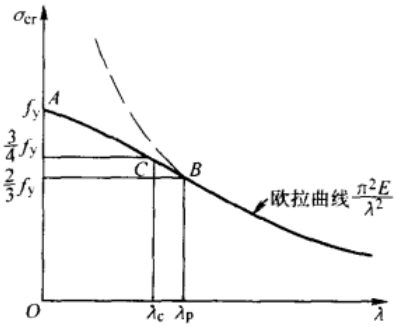


图 4-56　习题 4-4 图

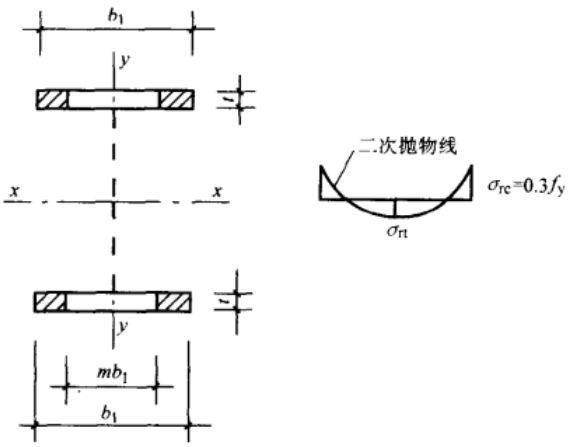


图 4-57　习题 4-5 图

4-6　一车间工作平台柱高 2.6 m，按两端铰接的轴心受压柱考虑。如果柱采用 I16，试计算：

（1）钢材采用 Q235 时，设计承载力为多少？

（2）改用 Q345 钢时，设计承载力是否显著提高？

（3）如果轴心压力设计值为 330 kN，I16 能否满足要求？如不满足，从构造上采取什么措施可满足要求？

4-7　图 4-58（a）、（b）所示两种截面（焰切边缘）的截面积相等，钢材均为 Q235。当用作长度为 10 m 的两端铰接轴心受压柱时，是否能安全承受设计荷载 3 200 kN？

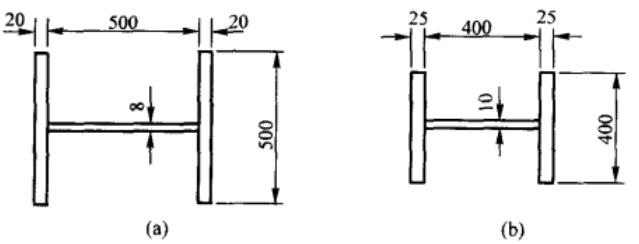


图 4-58　习题 4-7 图

4-8　一工作平台的轴心受压柱，承受轴心压力标准值 N_k = 3 000 kN（非直接动力荷载），其中恒荷载（包括柱自重）为 30%（γ_G = 1.2），活荷载为 70%（γ_Q = 1.4）。计算长度

$l_{0x} = l_{0y} = l = 7$ m，钢材为 Q235，焊条为 E43 型，手工焊。采用由两个热轧普通工字钢组成的缀板柱。试设计此缀板柱（包括缀板及其连接）。

4-9　同习题 4-8，但改用缀条柱。斜缀条截面采用 1∟50×5，斜缀条与柱子轴线间的夹角 $\alpha = 40°$。试设计此轴心受压柱的截面和验算所选定缀条截面是否满足要求。若斜缀条截面减小为 1∟45×4，对柱承载力将有何影响？

4-10　设一工业平台柱承受轴心压力设计值 5 000 kN，柱高 8 m，两端铰接。要求设计一 H 型钢或焊接工字形截面柱及其柱脚。钢材为 Q235，基础混凝土的强度等级为 C15。

答案

4-1

1.（D）	2.（B）	3.（C）	4.（D）	5.（C）	6.（D）	7.（B）
8.（D）	9.（D）	10.（D）	11.（B）	12.（B）	13.（B）	14.（C）
15.（D）	16.（C）	17.（D）	18.（C）	19.（D）	20.（A）	21.（C）
22.（A）	23.（C）	24.（A）	25.（A）	26.（A）	27.（A）	28.（A）
29.（A）	30.（A）					

第五章　受弯构件

第一节　梁的类型和应用

承受横向荷载的构件称为受弯构件，包括实腹式和格构式两大类。实腹式的受弯构件通常称为梁，在土木工程中应用很广泛，例如房屋建筑中的楼盖梁、屋盖梁、工作平台梁、吊车梁、屋面檩条和墙架横梁，以及桥梁、水工闸门、起重机、海上采油平台中的梁等。

按制作方法钢梁可分为型钢梁和组合梁两种。

型钢梁加工简单，成本较低，因而应优先采用。型钢梁通常采用热轧工字钢、H 型钢和槽钢（图 5-1（a））三种。H 型钢的截面分布最合理，翼缘内外边缘平行，与其他构件连接较方便，用于梁的 H 型钢宜为窄翼缘型（HN 型）；槽钢因其截面扭转中心在腹板外侧，弯曲时将同时产生扭转，故只有在构造上使荷载作用线接近扭转中心或能保证截面不发生扭转时才被采用。

由于轧制条件的限制，热轧型钢的腹板较厚，用钢量较多，檩条和墙架横梁等受弯构件通常采用冷弯薄壁型钢（图 5-1（b））更经济，但防腐要求高。

当荷载较大或跨度较大时，由于型钢受到一定截面尺寸的限制，其截面不能满足承载力和刚度的要求，必须采用组合梁（图 5-1（c））。组合梁是由钢板或型钢连接而成，最常采用的是三块钢板焊接而成的工字形截面或由 T 形钢中间加板的焊接截面。当焊接组合梁翼缘的厚度需要很厚时，可采用两层翼缘板的截面。荷载很大而高度受到限制或梁的抗扭要求较高时，可采用箱形截面。组合梁的截面组成比较灵活，可使材料在截面上的分布更为合理，节省钢材。

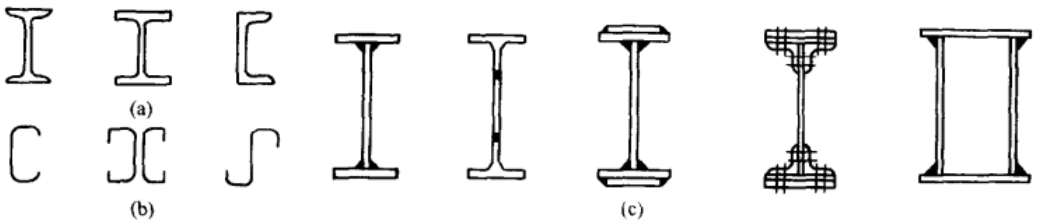


图 5-1　梁的截面类型

梁可设计为简支梁、连续梁和悬伸梁等。简支梁的用钢量虽然较多，但由于制造、安装、拆换较方便，而且不受温度变化和支座沉陷的影响，因而得到广泛的应用。

梁的设计必须同时满足承载能力极限状态和正常使用极限状态。钢梁的承载能力极限状态包括强度、整体稳定和局部稳定三个方面。设计时要求在荷载设计值作用下，梁的抗弯强度、抗剪强度、局部承压强度和折算应力均不超过相应的强度设计值；保证梁不会发生整体失稳；同时组成梁的板件不出现局部失稳。正常使用极限状态主要指梁的刚度，设计时要求梁具有足够的抗弯刚度，即在荷载标准值作用下，梁的最大挠度不大于《钢结构设计规范》

规定的容许挠度。

第二节 梁的强度和刚度

一、梁的强度

梁的强度包括抗弯强度、抗剪强度、局部承压强度和折算应力，设计时要求在荷载设计值作用下，均不超过《钢结构设计规范》规定的相应的强度设计值。

1. 梁的抗弯强度

作用在梁上的荷载不断增加时，梁的弯曲应力的发展过程可分为三个阶段，以双轴对称工字形截面梁为例说明如下。

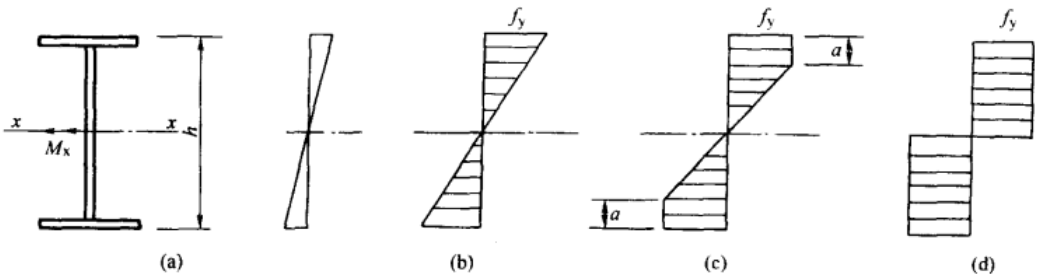


图 5-2 梁正应力的分布

(1) 弹性工作阶段

荷载较小时，截面上各点的弯曲应力均小于屈服点 f_y，荷载继续增加，直至边缘纤维应力达到 f_y（图 5-2（b)），相应的弯矩为梁弹性工作阶段的最大弯矩，其值

$$M_e = W_n f_y \tag{5-1}$$

式中：W_n——梁的净截面模量。

(2) 弹塑性工作阶段

荷载继续增加，截面上、下各有一个高度为 a 的区域，其应力 σ 达到屈服点 f_y。截面的中间部分区域仍保持弹性（图 5-2（c)），此时梁处于弹塑性工作阶段。

(3) 塑性工作阶段

当荷载再继续增加，梁截面的塑性区便不断向内发展，弹性核心不断变小。当弹性核心完全消失（图 5-2（d)）时，荷载不再增加，而变形却继续发展，形成“塑性铰”，梁的承载能力达到极限。极限弯矩

$$M_p = (S_{1n} + S_{2n}) f_y = W_{pn} f_y \tag{5-2}$$

式中：S_{1n}，S_{2n}——分别为中和轴以上及以下净截面对中和轴的面积矩；

W_{pn}——梁的净截面塑性模量，$W_{pn} = S_{1n} + S_{2n}$。

极限弯矩 M_p 与弹性最大弯矩 M_e 之比为

$$\gamma_F = \frac{M_p}{M_e} = \frac{W_{pn}}{W_n} \tag{5-3}$$

由式（5-3）可见，γ_F 值只取决于截面的几何形状而与材料的性质无关，称为截面形状

系数。一般截面的 γ_F 值如图 5-3 所示。

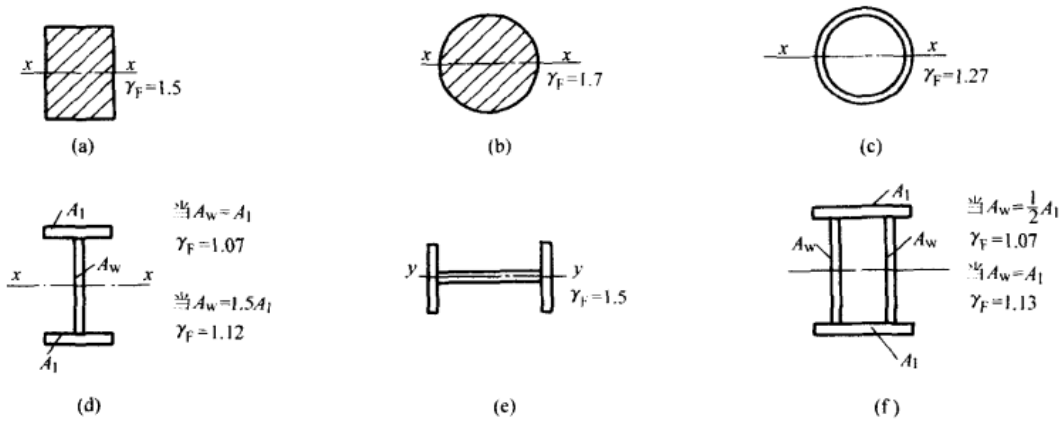


图 5-3　截面形状系数

在计算梁的抗弯强度时，需要计算疲劳的梁，常采用弹性方法设计。虽然考虑截面塑性发展更经济，但若按截面形成塑性铰进行设计，可能使梁产生的挠度过大，受压翼缘过早失去局部稳定。因此，《钢结构设计规范》只是有限制地利用塑性，取截面塑性发展深度 $a \leqslant 0.125h$。

根据以上分析，梁的抗弯强度按下列公式计算：

单向弯曲时

$$\sigma = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leqslant f \tag{5-4}$$

双向弯曲时

$$\sigma = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leqslant f \tag{5-5}$$

式中：M_x，M_y——绕 x 轴和 y 轴的弯矩（对工字形和 H 形截面，x 轴为强轴，y 轴为弱轴）；

W_{nx}，W_{ny}——梁对 x 轴和 y 轴的净截面模量；

γ_x，γ_y——截面塑性发展系数（对工字形截面，$\gamma_x = 1.05$，$\gamma_y = 1.20$；对箱形截面，$\gamma_x = \gamma_y = 1.05$；对其他截面，可按表 5-1 采用）；

f——钢材的抗弯强度设计值，按附表 1-1 采用。

为避免梁强度破坏之前受压翼缘局部失稳，当梁受压翼缘的外伸宽度 b 与其厚度 t 之比大于 $13\sqrt{235/f_y}$，但不超过 $15\sqrt{235/f_y}$ 时，应取 $\gamma_x = 1.0$。

需要计算疲劳的梁，按弹性工作阶段进行计算，宜取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$。

对于不直接承受动力荷载的固端梁和连续梁，允许按塑性方法进行设计。考虑截面内塑性变形的发展和由此引起的内力重分配，塑性铰截面的弯矩应满足下式

$$M_x \leqslant W_{pnx} f \tag{5-6}$$

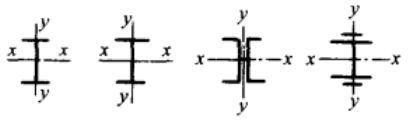
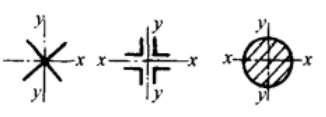
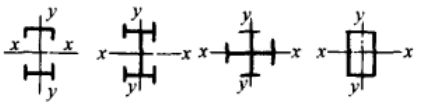
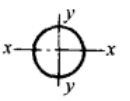
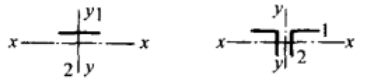
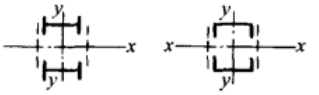
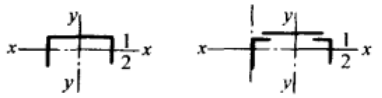
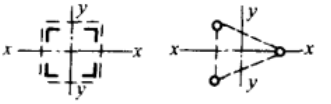
式中：W_{pnx}——梁对 x 轴的塑性净截面模量。

当梁的抗弯强度不满足设计要求时，增大梁的高度最有效。

2. 梁的抗剪强度

一般情况下，梁同时承受弯矩和剪力的共同作用。工字形和槽形截面梁腹板上的剪应力

表 5-1 截面塑性发展系数 γ_x、γ_y 值

截面形式	γ_x	γ_y	截面形式	γ_x	γ_y
	1.05	1.2		1.2	1.2
		1.05		1.15	1.15
	γ_{x1} = 1.05	1.2		1.0	1.05
	γ_{x2} = 1.2	1.05			1.0

分布分别如图 5-4（a）、（b）所示。截面上的最大剪应力发生在腹板中和轴处。在主平面受弯的实腹梁，以截面上的最大剪应力达到钢材的抗剪屈服点为承载力极限状态。因此，设计的抗剪强度应按下式计算

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leqslant f_v \tag{5-7}$$

式中：V——计算截面沿腹板平面作用的剪力设计值；

S——中和轴以上毛截面对中和轴的面积矩；

I——毛截面惯性矩；

t_w——腹板厚度；

f_v——钢材的抗剪强度设计值，按附表 1-1 采用。



图 5-4 腹板剪应力

当梁的抗剪强度不满足设计要求时，最有效的办法是增大腹板的面积，但腹板高度一般由梁的刚度条件和构造要求确定，故设计时常采用加大腹板厚度的办法来增大梁的抗剪强度。型钢由于腹板较厚，一般均能满足上式要求，因此只在剪力最大截面处有较大削弱时，才需进行剪应力的计算。

3. 梁的局部承压强度

当梁的翼缘受有沿腹板平面作用的固定集中荷载（包括支座反力）且该荷载处又未设置支承加劲肋（图 5-5（a）），或受有移动的集中荷载（如吊车的轮压，图 5-5（b））时，应验算腹板计算高度边缘的局部承压强度。

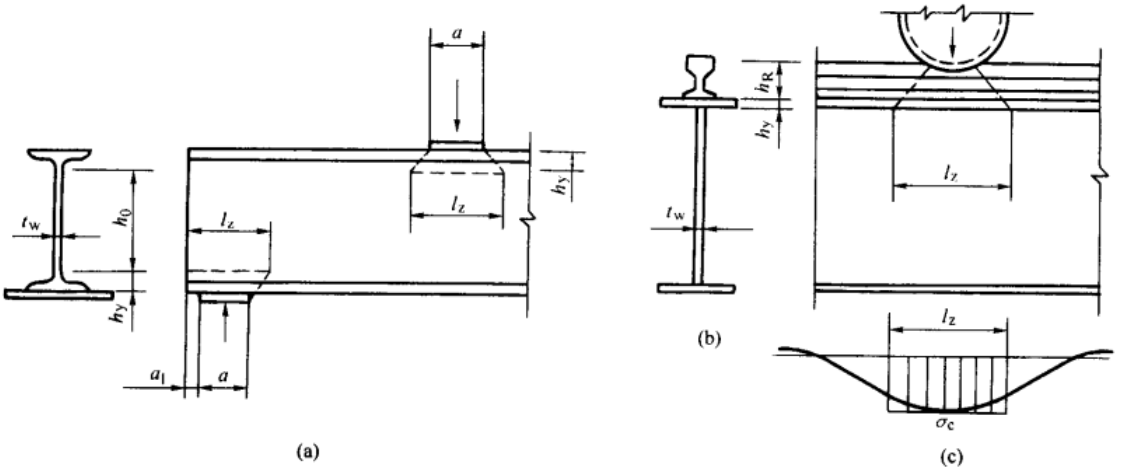


图 5-5　局部压应力

在集中荷载作用下，翼缘（吊车梁包括轨道）类似支承于腹板的弹性地基梁。腹板计算高度边缘的压应力分布如图 5-5（c）的曲线所示。假定集中荷载从作用处以 1:2.5（在 h_y 高度范围）和 1:1（在 h_R 高度范围）扩散，均匀分布于腹板计算高度边缘。梁的局部承压强度可按下式计算

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} \leqslant f \tag{5-8}$$

式中：F ——集中荷载（对动力荷载应考虑动力系数）；

ψ ——集中荷载增大系数（对重级工作制吊车轮压，$\psi = 1.35$；对其他荷载，$\psi = 1.0$）；

l_z ——集中荷载在腹板计算高度边缘的假定分布长度（跨中 $l_z = a + 5h_y + 2h_R$，梁端 $l_z = a + 2.5h_y + a_1$）；

a ——集中荷载沿梁跨度方向的支承长度（对吊车轮压可取为 50 mm）；

h_y ——自梁承载的边缘到腹板计算高度边缘的距离；

h_R ——轨道的高度（无轨道时 $h_R = 0$）；

a_1 ——梁端到支座板外边缘的距离（按实际取值，但不得大于 $2.5h_y$）。

腹板的计算高度 h_0 按下列规定采用：①轧制型钢梁，为腹板在与上、下翼缘相交接处两内弧起点间的距离；②焊接组合梁，为腹板高度；③铆接（或高强度螺栓连接）组合梁，为上、下翼缘与腹板连接的铆钉（或高强度螺栓）线间最近距离。

当计算不满足式（5-8）时，在固定集中荷载处（包括支座处）应设置支承加劲肋予以加强，并对支承加劲肋进行计算。对移动集中荷载，则应加大腹板厚度。

4. 折算应力

在组合梁的腹板计算高度边缘处，当同时受有较大的弯曲应力 σ、剪应力 τ 和局部压应力 σ_c 时，或同时受有较大的弯曲应力 σ 和剪应力 τ 时（如连续梁的支座处或梁的翼缘截面改变处等），应按下式验算该处的折算应力

$$\sqrt{\sigma^2+\sigma_c^2-\sigma\sigma_c+3\tau^2}\leqslant\beta_1 f \tag{5-9}$$

式中：σ，τ，σ_c ——腹板计算高度边缘同一点上的弯曲正应力、剪应力和局部压应力，τ 按式（5-7）计算，σ_c 按式（5-8）计算，σ 按下式计算

$$\sigma=\frac{My}{I_{nx}} \tag{5-10}$$

I_{nx}——净截面惯性矩；

y ——计算点至中和轴的距离；

σ，σ_c 均以拉应力为正值，压应力为负值；

β_1 ——折算应力的强度设计值增大系数（当 σ、σ_c 异号时，取 $\beta_1=1.2$；当 σ、σ_c 同号或 $\sigma_c=0$ 时，取 $\beta_1=1.1$）。

实际工程中只是梁的某一截面处腹板边缘的折算应力达到极限承载力，几种应力皆以较大值在同一处出现的概率很小，故将强度设计值乘以 β_1 予以提高。当 σ、σ_c 异号时，其塑性变形能力比 σ、σ_c 同号时大，因此 β_1 值取更大些。

二、梁的刚度

梁的刚度验算即为梁的挠度验算。梁的刚度不足，将会产生较大的变形。楼盖梁的挠度超过某一限值时，一方面给人们一种不舒服和不安全的感觉，另一方面可能使其上部的楼面及下部的抹灰开裂，影响结构的功能。吊车梁挠度过大，会加剧吊车运行时的冲击和振动，甚至使吊车运行困难等。因此，应按下式验算梁的刚度

$$v\leqslant[v] \tag{5-11}$$

式中：v ——荷载标准值作用下梁的最大挠度；

$[v]$ ——梁的容许挠度值，《钢结构设计规范》根据实践经验规定的容许挠度值见附表 2。

承受多个集中荷载的梁，其挠度的精确计算较为复杂，但与最大弯矩相同的均布荷载作用下的挠度接近。因此，可采用下列近似公式验算等截面简支梁的挠度

$$\frac{v}{l}=\frac{5}{384}\frac{q_k l^3}{EI_x}=\frac{5}{48}\frac{q_k l^2 l}{8EI_x}\approx\frac{M_k l}{10EI_x}\leqslant\frac{[v]}{l} \tag{5-12}$$

式中：q_k ——均布荷载标准值；

M_k ——荷载标准值产生的最大弯矩；

I_x ——跨中毛截面惯性矩。

计算梁的挠度 v 时，取用的荷载标准值应与附表 2 规定的容许挠度值 $[v]$ 相对应。例如对吊车梁，挠度 v 应按自重和起重量最大的一台吊车计算；对楼盖或工作平台梁，应分别验算全部荷载作用下产生的挠度和仅有可变荷载作用下产生的挠度。

第三节　梁的整体稳定

一、梁的整体失稳现象

梁主要用于承受弯矩，为了充分发挥材料的强度，其截面通常设计成高而窄的形式。如图 5-6 所示的工字形截面梁，荷载作用在最大刚度平面内。当荷载较小时，仅在弯矩作用平面内弯曲，当荷载增大到某一数值后，梁在弯矩作用平面内弯曲的同时，将突然发生侧向弯曲和扭转，并丧失继续承载的能力，这种现象称为梁的弯扭屈曲或整体失稳。梁维持其稳定平衡状态所承受的最大弯矩，称为临界弯矩。

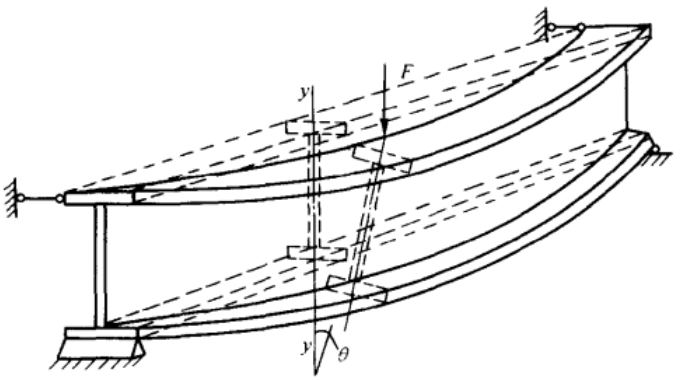


图 5-6　梁的整体失稳

横向荷载的临界值和它沿梁高的作用位置有关。荷载作用在上翼缘时，如图 5-7（a）所示，在梁产生微小侧向位移和扭转的情况下，荷载 F 将产生绕剪力中心的附加扭矩 Fe，它将对梁侧向弯曲和扭转起促进作用，使梁加速丧失整体稳定。但当荷载 F 作用在梁的下翼缘时（图 5-7（b）），它将产生反方向的附加扭矩 Fe，有利于阻止梁的侧向弯曲扭转，延缓梁丧失整体稳定。后者的临界荷载（或临界弯矩）将高于前者。

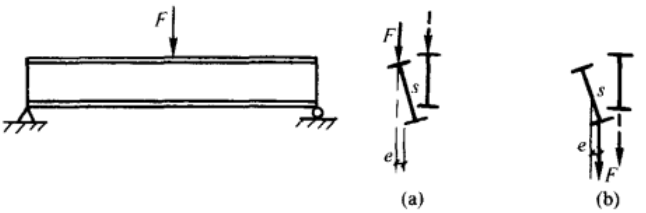


图 5-7　荷载位置对整体稳定的影响

二、梁的扭转

根据支承条件和荷载形式的不同，扭转分为自由扭转（圣维南扭转）和约束扭转（弯曲扭转）两种形式。

1. 自由扭转

非圆截面构件扭转时，原来为平面的横截面不再保持为平面，产生翘曲变形，即构件在扭矩作用下，截面上各点沿杆轴方向产生位移。如果扭转时轴向位移不受任何约束，截面可

自由翘曲变形（图 5-8（a）），称为自由扭转。自由扭转时，各截面的翘曲变形相同，纵向纤维保持直线且长度保持不变，截面上只有剪应力，没有纵向正应力。

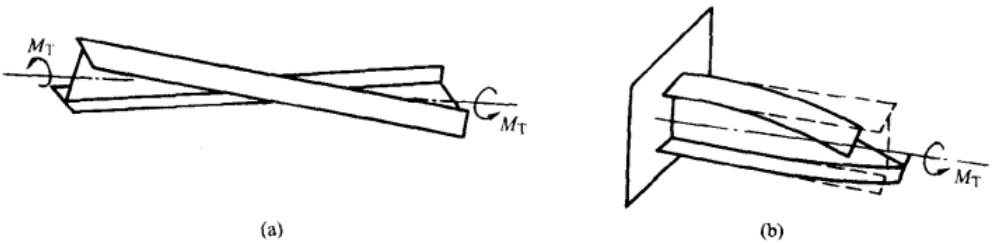


图 5-8 构件的扭转形式

根据弹性力学的计算方法，开口薄壁构件自由扭转时，扭矩和扭转率有如下的关系

$$M_t = GI_t \frac{d\varphi}{dz} \tag{5-13}$$

式中：M_t——截面的自由扭转扭矩；

G——钢材的剪变模量；

φ——截面的扭转角；

I_t——截面的抗扭惯性矩（扭转常数）。

自由扭转时，开口薄壁构件截面上只有剪切应力，该应力在壁厚范围内构成一个封闭的剪力流，如图 5-9 所示。剪应力的方向与壁厚中心线平行，大小沿壁厚直线变化，中心处为零，壁内、外边缘处最大。最大剪应力值

$$\tau_t = \frac{M_t t}{I_t} \text{或} \ \tau_t = G\,t\,\frac{d\varphi}{dz} \tag{5-14}$$

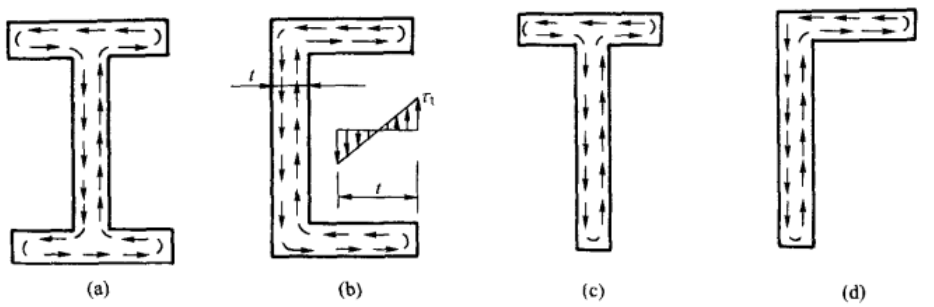


图 5-9 开口薄壁构件纯扭转时的剪力流

闭口薄壁构件自由扭转时，截面上剪应力的分布与开口截面完全不同。闭口截面壁厚两侧剪应力方向相同。由于壁薄，可认为剪应力 τ 沿厚度均匀分布，方向为切线方向（图 5-10），可以证明任一处壁厚的 τt 为一常数。这样，微元 ds 上的剪力对原点的力矩为 $r\tau t ds$，总扭转力矩

$$M_t = \oint r\tau t ds = \tau t \oint r ds \tag{5-15}$$

式中：r——剪力 τt 作用线至原点的距离；

$\oint r\mathrm{d}s$ ——沿闭路曲线积分，为壁厚中心线所围成面积 A 的 2 倍。

故
$$M_t = 2\tau tA$$
$$\tau = \frac{M_t}{2At} \tag{5-16}$$

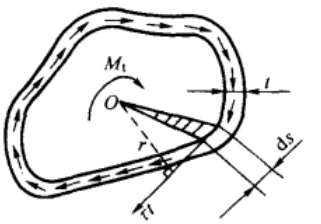


图 5-10　闭口截面的纯扭转

闭口截面的抗扭能力要比开口截面的抗扭能力大得多。

2. 约束扭转

由于支承条件或外力作用方式使构件扭转时截面的翘曲受到约束，称为约束扭转（图 5-8（b））。约束扭转时，构件产生弯曲变形，截面上将产生纵向正应力，称为翘曲正应力。同时还必然产生与翘曲正应力保持平衡的翘曲剪应力。

如图 5-11（a）所示的双轴对称工字形截面悬臂构件，在悬臂端处作用的外扭矩 M_T 使上、下翼缘向不同方向弯曲。由于悬臂端截面的翘曲变形最大，越靠近固定端截面的翘曲变形越小，在固定端处，翘曲变形完全受到约束，因此中间各截面受到不同程度的约束。

截面翘曲剪应力形成的翘曲扭矩 M_ω（图 5-11（c））与由自由扭转产生的扭矩 M_t（图 5-11（b））之和，应与外扭矩 M_T 相平衡，即
$$M_T = M_t + M_\omega \tag{5-17}$$

下面推导双轴对称工字形截面的翘曲扭矩 M_ω 的计算公式。

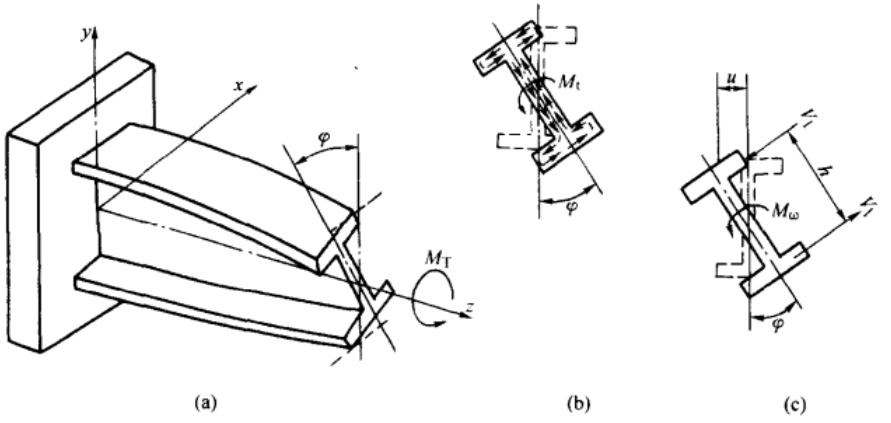


图 5-11　工字形截面构件的约束扭转

对距固定端为 z 的任意截面，扭转角为 φ，上、下翼缘在水平方向的位移各为 u，则
$$u = \frac{h}{2}\varphi$$

根据弯矩曲率关系，一个翼缘的弯矩
$$M_1 = -EI_1\frac{\mathrm{d}^2u}{\mathrm{d}z^2} = -EI_1\frac{h}{2}\frac{\mathrm{d}^2\varphi}{\mathrm{d}z^2}$$

一个翼缘的水平剪力
$$V_1 = \frac{\mathrm{d}M_1}{\mathrm{d}z} = -EI_1\frac{h}{2}\frac{\mathrm{d}^3\varphi}{\mathrm{d}z^3}$$

式中：I_1 ——一个翼缘对 y 轴的惯性矩。

忽略腹板的影响，翘曲扭矩

$$M_\omega = V_1 h = -EI_1 \frac{h^2}{2}\frac{d^3\varphi}{dz^3} \tag{5-18}$$

令 $I_1 h^2/2 = I_\omega$，并将上式 M_ω 值代入式（5-17），得

$$M_T = -EI_\omega \frac{d^3\varphi}{dz^3} + GI_t \frac{d\varphi}{dz} \tag{5-19}$$

这就是约束扭转的平衡微分方程，虽然此方程由双轴对称工字形截面导出，但也适用于其他形式截面，只是 I_ω 的取值不同。

三、梁的整体稳定系数

1. 梁的整体稳定系数

图 5-12（a）所示为一两端简支双轴对称工字形截面纯弯曲梁，梁两端均承受弯矩 M 作用，弯矩沿梁长均匀分布。这里所指的“简支”符合夹支条件，即支座处截面可自由翘曲，能绕 x 轴和 y 轴转动，但不能绕 z 轴转动，也不能侧向移动。

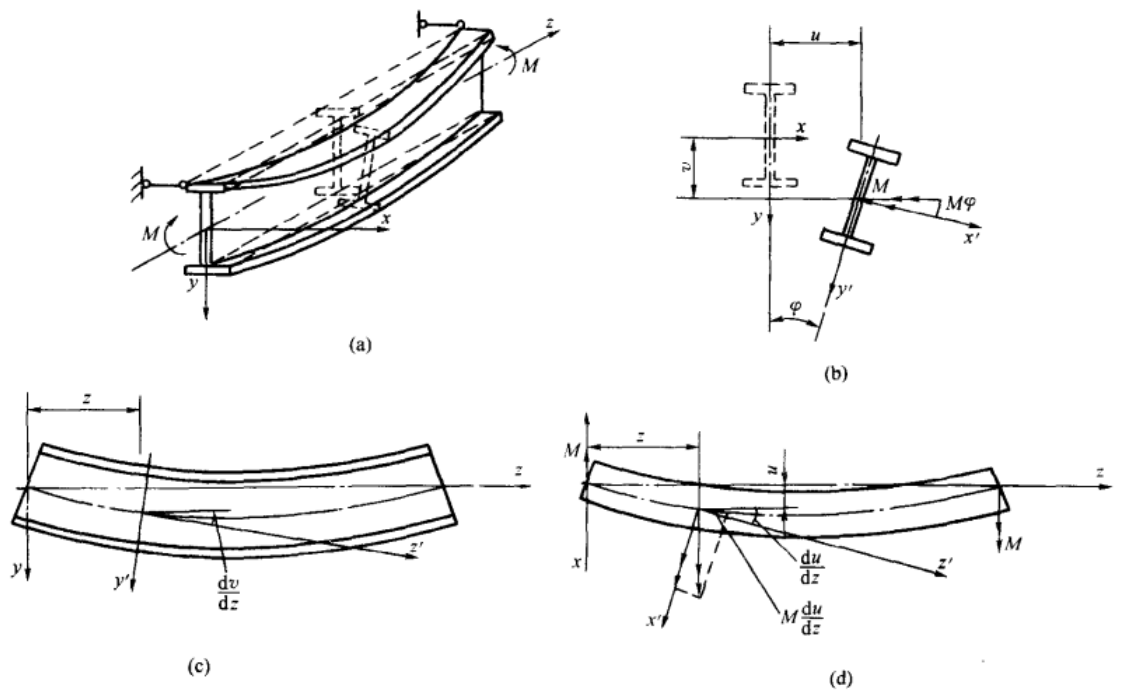


图 5-12 梁的侧向弯扭屈曲

设固定坐标为 x、y、z，弯矩 M 达到一定数值屈曲变形后，相应的移动坐标为 x'、y'、z'，截面形心在 x、y 轴方向的位移为 u、v，截面扭转角为 φ。在图 5-12（b）和图 5-12（d）中，弯矩用双箭头向量表示，其方向按向量的右手规则确定。

梁在最大刚度平面内（$y'z'$ 平面）发生弯曲（图 5-12（c）），平衡方程

$$-EI_x\frac{d^2v}{dz^2}=M \tag{5-20}$$

梁在 $x'z'$ 平面内发生侧向弯曲（图 5-12（d）），平衡方程

$$-EI_y\frac{d^2u}{dz^2}=M\varphi \tag{5-21}$$

式中：I_x，I_y ——梁对 x 轴和 y 轴的毛截面惯性矩。

由于梁端部夹支，中部任意截面扭转时，纵向纤维发生了弯曲，属于约束扭转。根据式(5-19)，得扭转的微分方程

$$-EI_\omega\frac{d^3\varphi}{dz^3}+GI_t\frac{d\varphi}{dz}=M\frac{du}{dz} \tag{5-22}$$

可得到 φ 的弯扭屈曲微分方程

$$EI_\omega\frac{d^4\varphi}{dz^4}-GI_t\frac{d^2\varphi}{dz^2}-\frac{M^2}{EI_y}\varphi=0 \tag{5-23}$$

假设两端简支梁的扭转角为正弦曲线分布，即

$$\varphi=C\sin\frac{\pi z}{l}$$

将 φ、φ 的二阶导数和四阶导数代入式（5-23）中，得

$$\left[EI_\omega\left(\frac{\pi}{l}\right)^4+GI_t\left(\frac{\pi}{l}\right)^2-\frac{M^2}{EI_y}\right]C\sin\frac{\pi z}{l}=0$$

使上式在任何 z 值都成立的条件是方括号中数值为零，即

$$EI_\omega\left(\frac{\pi}{l}\right)^4+GI_t\left(\frac{\pi}{l}\right)^2-\frac{M^2}{EI_y}=0$$

上式中的 M 就是双轴对称工字形截面简支梁纯弯曲时的临界弯矩

$$M_{cr}=\frac{\pi}{l}\sqrt{EI_yGI_t}\sqrt{1+\frac{\pi^2}{l^2}\frac{EI_\omega}{GI_t}} \tag{5-24}$$

式中：EI_y ——侧向抗弯刚度；

GI_t ——自由扭转刚度；

EI_ω ——翘曲刚度。

式（5-24）是根据双轴对称工字形截面简支梁纯弯曲时推导的临界弯矩。由式（5-24）可见，梁整体稳定的临界荷载与梁的侧向抗弯刚度、抗扭刚度、翘曲刚度以及梁的跨度有关。

加强梁的受压上翼缘，有利于提高梁的整体稳定。单轴对称截面简支梁（图 5-13）在不同荷载作用下，根据弹性稳定理论可推导出其临界弯矩的通用计算公式

$$M_{cr}=C_1\frac{\pi^2EI_y}{l^2}\left[C_2\alpha+C_3\beta_y+\sqrt{(C_2\alpha+C_3\beta_y)^2+\frac{I_\omega}{I_y}\left(1+\frac{l^2GI_t}{\pi^2EI_\omega}\right)}\right] \tag{5-25}$$

$$\beta_y=\frac{1}{2I_x}\int_A y(x^2+y^2)dA-y_0$$

式中：β_y ——单轴对称截面的一种几何特性，当为双轴对称时，$\beta_y=0$；

y_0 ——剪切中心的纵坐标，$y_0 = -\dfrac{I_1 h_1 - I_2 h_2}{I_y}$；正值时，剪切中心在形心之下，负值时，在形心之上；

α ——荷载作用点与剪切中心之间的距离，当荷载作用点在剪切中心以下时，取正值，反之取负值；

I_1，I_2 ——分别为受压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩，$I_1 = t_1 b_1^3/12$，$I_2 = t_2 b_2^3/12$；

h_1，h_2 ——分别为受压翼缘和受拉翼缘形心至整个截面形心的距离；

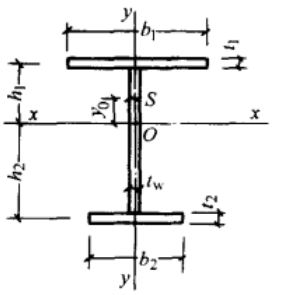


图 5-13　单轴对称截面

C_1，C_2，C_3 ——根据荷载类型而定的系数，其值如表 5-2 所示。

上述的所有纵坐标均以截面的形心为原点，y 轴指向下方时为正向。

式（5-25）已为国内外许多试验研究所证实，并为许多国家制订设计规范时所参考采用。

表 5-2　C_1、C_2 和 C_3 系数

荷载情况	系　数		
	C_1	C_2	C_3
跨度中点集中荷载	1.35	0.55	0.40
满跨均布荷载	1.13	0.46	0.53
纯弯曲	1.00	0	1.00

由式（5-24）可得双轴对称工字形截面简支梁的临界应力

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W_x} \tag{5-26}$$

式中：W_x ——梁对 x 轴的毛截面模量。

梁的整体稳定应满足下式

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \leqslant \frac{\sigma_{cr}}{\gamma_R} = \frac{\sigma_{cr}}{f_y}\frac{f_y}{\gamma_R} = \varphi_b f$$

式中：φ_b ——梁的整体稳定系数，$\varphi_b = \sigma_{cr}/f_y$。

为了简化计算，《钢结构设计规范》取

$$I_t = \frac{1.25}{3}\sum b_i t_i^3 \approx \frac{1}{3} A t_1^2$$

$$I_\omega = \frac{I_y h^2}{4}$$

式中：A ——梁的毛截面面积。

代入数值 $E = 206 \times 10^3$ N/mm^2，$E/G = 2.6$，令 $I_y = Ai_y^2$，$l_1/i_y = \lambda_y$，并取 Q235 钢的 $f_y = 235$ N/mm^2，得到稳定系数的近似值

$$\varphi_b = \frac{4\,320}{\lambda_y^2}\frac{Ah}{W_x}\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2}\frac{235}{f_y} \tag{5-27}$$

式中：t_1 ——受压翼缘厚度。

实际工程中梁受纯弯曲的情况很少。当梁受任意横向荷载时，临界弯矩的理论值应按式（5-25）计算，并可求得相应的稳定系数 φ_b。但这样的计算很复杂，所以通常选取较多的常用截面尺寸，应用计算机进行计算和数值统计分析，得出了不同荷载作用下的稳定系数与纯弯曲作用下稳定系数的比值 β_b。同时为了能够应用于单轴对称焊接工字形截面简支梁的一般情况，梁整体稳定系数 φ_b 的计算公式可以表述为

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4\,320}{\lambda_y^2}\frac{Ah}{W_x}\left[\sqrt{1+\left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2}+\eta_b\right]\frac{235}{f_y} \tag{5-28}$$

式中：β_b ——梁整体稳定的等效弯矩系数，按附表 3-1 采用；

λ_y ——梁在侧向支承点间对截面弱轴（y 轴）的长细比；

h ——梁截面的全高；

η_b ——截面不对称的影响系数（双轴对称截面（图 5-14（a）、（d））$\eta_b = 0$；单轴对称工字形截面（图 5-14（b）、（c）），加强受压翼缘 $\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1)$，加强受拉翼缘 $\eta_b = 2\alpha_b - 1$。这里，$\alpha_b = \dfrac{I_1}{I_1 + I_2}$，其中 I_1 和 I_2 分别为受压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩）。

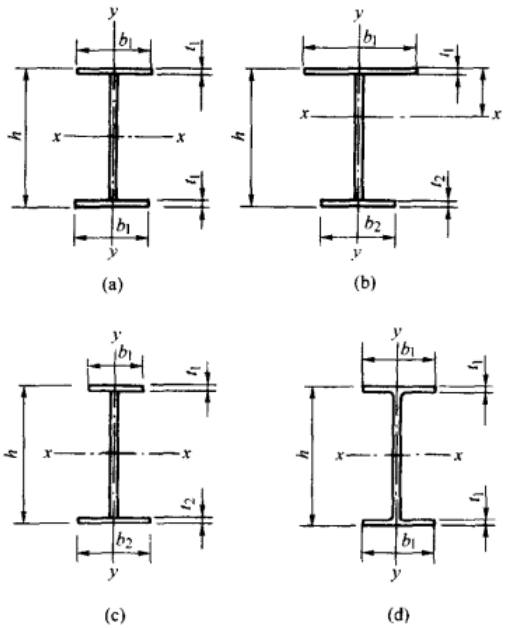


图 5-14　焊接工字形和轧制 H 型钢截面

上述整体稳定系数是按弹性稳定理论求得的。研究证明，当求得的 φ_b 大于 0.6 时，梁已进入非弹性工作阶段，整体稳定临界应力有明显的降低，必须对 φ_b 进行修正。《钢结构设计规范》规定，当按上述公式计算的 φ_b 大于 0.60 时，采用下式求得的 φ_b' 代替 φ_b 进行梁的整体稳定计算

$$\varphi_b' = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} \leqslant 1.0 \tag{5-29}$$

轧制普通工字钢简支梁整体稳定系数 φ_b 可直接按附表 3-2 采用，当所得的 φ_b 值大于 0.6 时，应采用式（5-29）计算的 φ_b' 代替 φ_b 值。

轧制槽钢简支梁的整体稳定系数，不论荷载的形式和荷载作用点在截面高度上的位置如何，均可按下式计算

$$\varphi_b = \frac{570bt}{l_1 h}\frac{235}{f_y} \tag{5-30}$$

式中：h，b，t ——分别为槽钢截面的高度、翼缘宽度和平均厚度。

按式（5-30）算得的 φ_b 大于 0.6 时，应采用式（5-29）计算的 φ_b' 代替 φ_b 值。

双轴对称工字形等截面（含 H 型钢）悬臂梁的整体稳定系数，可按公式（5-28）计算，但式中系数 β_b 应按附表 3-3 查得，$\lambda_y = l_1/i_y$（l_1 为悬臂梁的悬伸长度）。当求得的 φ_b 大于 0.6 时，应采用式（5-29）计算的 φ_b' 代替 φ_b 值。

2. 梁的整体稳定系数的近似计算

承受均布弯矩的梁，当 $\lambda_y \leqslant 120\sqrt{235/f_y}$ 时，其整体稳定系数 φ_b 可按下列近似公式计算。

（1）工字形（H 形）截面

双轴对称时

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44\,000}\frac{f_y}{235} \tag{5-31}$$

单轴对称时

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{W_x}{(2\alpha_b + 0.1)Ah}\frac{\lambda_y^2}{14\,000}\frac{f_y}{235} \tag{5-32}$$

（2）T 形截面（弯矩作用在对称轴平面）

1）弯矩使翼缘受压时

双角钢 T 形截面

$$\varphi_b = 1 - 0.001\,7\lambda_y\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-33}$$

剖分 T 型钢和两板组合 T 形截面

$$\varphi_b = 1 - 0.002\,2\lambda_y\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-34}$$

2）弯矩使翼缘受拉且腹板宽厚比不大于 $18\sqrt{235/f_y}$ 时

$$\varphi_b = 1 - 0.000\,5\lambda_y\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-35}$$

按式（5-31）～式（5-35）算得的 φ_b 值大于 0.6 时，不需换算成 φ_b'，当按式（5-31）和式（5-32）算得的 φ_b 值大于 1.0 时，取 $\varphi_b = 1.0$。

四、梁的整体稳定计算

1. 梁的整体稳定的保证

为了提高梁的整体稳定，当梁上有密铺的刚性铺板（如楼盖梁的楼面板或公路桥、人行

天桥的面板等）时，应使之与梁的受压翼缘牢固连接；若无刚性铺板或铺板与梁受压翼缘连接不可靠时，则应设置平面支撑。楼盖或工作平台梁格的平面支撑包括横向平面支撑和纵向平面支撑两种。横向支撑使主梁受压翼缘的自由长度由跨长减小为 l_1（次梁间距），纵向支撑是为了保证整个楼面的横向刚度。

当符合下列情况之一时，梁的整体稳定可以得到保证，不必计算。

1）有刚性铺板密铺在梁的受压翼缘上并与其牢固连接，能阻止梁受压翼缘的侧向位移。

2）H 型钢或工字形等截面简支梁受压翼缘的自由长度 l_1 与其宽度 b_1 之比不超过表 5-3 所规定的数值。

3）箱形截面简支梁，其截面尺寸（图 5-15）满足 $h/b_0 \leqslant 6$，且 $l_1/b_0 < 95\ (235/f_y)$。

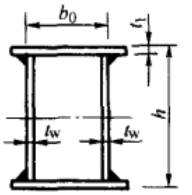


图 5-15　箱形截面

表 5-3　H 型钢或等截面工字形简支梁不需计算整体稳定的最大 l_1/b_1 值

钢号	跨中无侧向支承点的梁		跨中受压翼缘有侧向支承点的梁，不论荷载作用于何处
	荷载作用在上翼缘	荷载作用在下翼缘	
Q235	13.0	20.0	16.0
Q345	10.5	16.5	13.0
Q390	10.0	15.5	12.5
Q420	9.5	15.0	12.0

注：其他钢号的梁不需计算整体稳定的最大 l_1/b_1 值，应取 Q235 钢的数值乘以 $\sqrt{235/f_y}$。

2. 梁的整体稳定计算

当不满足不必计算整体稳定的条件时，《钢结构设计规范》规定的梁的整体稳定计算公式为

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leqslant f \tag{5-36}$$

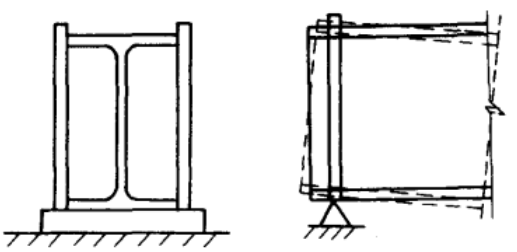
式中：M_x ——绕强轴作用的最大弯矩；

W_x ——按受压纤维确定的梁毛截面模量；

φ_b ——梁的整体稳定系数。

当梁的整体稳定承载力不足时，可采用加大梁的截面尺寸或增加侧向支撑的办法予以解决，前一种办法中以增大受压翼缘的宽度最有效。

必须注意，不论梁是否需要计算整体稳定，梁的支承处均应采取构造措施以阻止其端截面的扭转（图 5-16）。


图 5-16　梁夹支支座

用作减小梁受压翼缘自由长度的侧向支撑，应将梁的受压翼缘视为轴心压杆计算支撑力。支撑应设置在（或靠近）梁的受压翼缘平面。

[例题 5-1]　一焊接工字形截面简支梁，跨度 $l = 12$ m，无侧向支撑。跨度中央处上翼缘作用一集中静力荷载，标准值为 P_k，其中恒荷载占 20%（$\gamma_G = 1.2$），活荷载占 80%

($\gamma_Q = 1.4$)。钢材为 Q235 B。选择的两个截面如图 5-17 所示，两梁的截面积和梁高均相等。求此两梁各能承受的集中荷载标准值 P_k（梁自重略去不计）。设 P_k 由梁的整体稳定和抗弯强度控制。

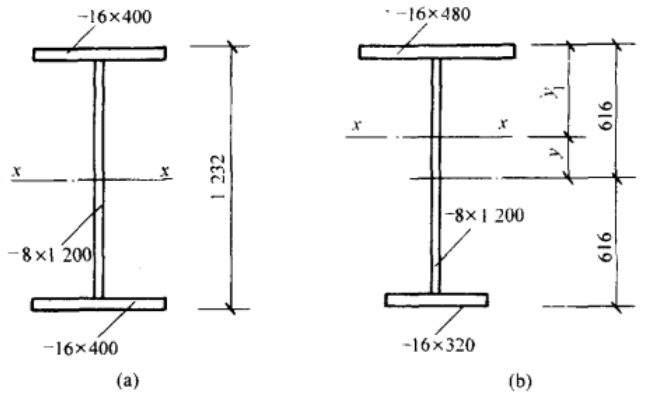


图 5-17 例题 5-1 图

[解]

(1) 双轴对称工字形截面（图 5-17 (a)）

梁所能承受集中荷载的大小将由整体稳定条件控制。

整体稳定系数

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4\,320Ah}{\lambda_y^2 W_x}\sqrt{1+\left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2}\frac{235}{f_y}$$

截面的几何特性：

截面积 $$A = 2\times 40\times 1.6 + 120\times 0.8 = 224\ (\text{cm}^2)$$

惯性矩

$$I_x = \frac{1}{12}\times 0.8\times 120^3 + 2\times 40\times 1.6\times 60.8^2 = 588\,370\ (\text{cm}^4)$$

$$I_y = 2\times\frac{1}{12}\times 1.6\times 40^3 = 17\,067\ (\text{cm}^4)$$

截面模量

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2\times 588\,370}{123.2} = 9\,551\ (\text{cm}^3)$$

回转半径

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{17\,067}{224}} = 8.7\ (\text{cm})$$

侧向长细比 $$\lambda_y = \frac{l_1}{i_y} = \frac{1\,200}{8.7} = 137.9$$

参数 $$\xi = \frac{l_1 t_1}{b_1 h} = \frac{1\,200\times 1.6}{40\times 123.2} = 0.390 < 2.0$$

查附表 3-1，梁整体稳定等效弯矩系数

$$\beta_b = 0.73 + 0.18\xi = 0.73 + 0.18\times 0.390 = 0.800$$

故

$$\varphi_b = 0.800 \times \frac{4\,320}{137.9^2} \times \frac{224 \times 123.2}{9\,551}\sqrt{1+\left(\frac{137.9 \times 1.6}{4.4 \times 123.2}\right)^2} \times 1$$

$$= 0.8 \times 0.709 = 0.567 < 0.60$$

此截面梁能承受的弯矩设计值

$$M_x = \varphi_b f W_x = 0.567 \times 215 \times 9\,551 \times 10^3 \times 10^{-6} = 1\,164.3 \text{（kN·m）}$$

集中荷载设计值

$$P = \frac{4M_x}{l} = \frac{4 \times 1\,164.3}{12} = 388.1 \text{（kN）}$$

因 $P = 1.2 \times 0.2P_k + 1.4 \times 0.8P_k = 1.36P_k$

故此梁能承受的跨中集中荷载标准值

$$P_k = \frac{P}{1.36} = \frac{388.1}{1.36} = 285.4 \text{（kN）}$$

（2）单轴对称工字形截面（图 5-17（b））

整体稳定系数

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4\,320}{\lambda_y^2}\frac{Ah}{W_x}\left[\sqrt{1+\left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2} + \eta_b\right]\frac{235}{f_y}$$

首先确定形心轴位置，对梁顶面求面积矩，则

$$y_1 = \frac{48 \times 1.6 \times 0.8 + 120 \times 0.8 \times 61.6 + 32 \times 1.6 \times 122.4}{48 \times 1.6 + 120 \times 0.8 + 32 \times 1.6}$$

$$= \frac{12\,242}{224} = 54.65 \text{（cm）}$$

截面的几何特性：

截面积 $A = 224\ \text{cm}^2$

惯性矩 $I_x = 48 \times 1.6 \times 53.85^2 + \frac{1}{3} \times 0.8 \times 53.05^3 + \frac{1}{3} \times 0.8 \times 66.95^3$

$$+ 32 \times 1.6 \times 67.75^2 = 577\,555 \text{（cm}^4\text{）}$$

$$I_y = I_1 + I_2 = \frac{1}{12} \times 1.6 \times 48^3 + \frac{1}{12} \times 1.6 \times 32^3$$

$$= 14\,746 + 4\,369 = 19\,115 \text{（cm}^4\text{）}$$

梁截面对受压翼缘的模量 $W_{1x} = \frac{I_x}{y_1} = \frac{577\,555}{54.65} = 10\,568 \text{（cm}^3\text{）}$

回转半径 $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{19\,115}{224}} = 9.2 \text{（cm）}$

侧向长细比 $\lambda_y = \frac{1\,200}{9.2} = 130.4$

参数 $\xi = \frac{l_1 t_1}{b_1 h} = \frac{1\,200 \times 1.6}{48 \times 123.2} = 0.325 < 2.0$

$$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = \frac{14\,746}{19\,115} = 0.771 < 0.8$$

查附表 3-1，得

$$\beta_b = 0.73 + 0.18\xi = 0.73 + 0.18 \times 0.325 = 0.789$$

截面不对称影响系数 $\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1) = 0.8(2\times 0.771 - 1) = 0.434$

故

$$\varphi_b = 0.789 \times \frac{4\,320}{130.4^2} \times \frac{224 \times 123.2}{10\,568}\left[\sqrt{1 + \left(\frac{130.4 \times 1.6}{4.4 \times 123.2}\right)^2} + 0.434\right] \times 1$$

$$= 0.788 > 0.60$$

应换算为

$$\varphi_b' = 1.07 - \frac{0.282}{0.788} = 0.712$$

按整体稳定条件，此梁能承受的弯矩设计值

$$M_x = \varphi_b' f W_{1x} = 0.712 \times 215 \times 10\,568 \times 10^3 \times 10^{-6} = 1\,617.7\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

对加强受压翼缘的单轴对称工字形截面，还需计算按受拉翼缘抗弯强度梁所能承受的弯矩设计值：

$$\frac{b}{t} = \frac{240 - 4}{16} = 14.8 > 13\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 13，\text{所以 } \gamma_x = 1.0$$

$$W_{2x} = \frac{I_x}{h - y_1} = \frac{577\,555}{123.2 - 54.65} = 8\,425\ (\text{cm}^3)$$

$$M_x = \gamma_x f W_{2x} = 1.0 \times 215 \times 8\,425 \times 10^3 \times 10^{-6}$$

$$= 1\,811.4\ (\text{kN}\cdot\text{m}) > 1\,617.7\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

因此本题梁所能承受的集中荷载由梁的整体稳定条件所控制。

承受的集中荷载设计值

$$P = \frac{4M_x}{l} = \frac{4 \times 1\,617.7}{12} = 539.2\ (\text{kN})$$

承受的集中荷载标准值

$$P_k = \frac{P}{1.36} = \frac{539.2}{1.36} = 396.5\ (\text{kN})$$

比较上述计算结果，两梁的截面积和截面高度均相同，加强受压翼缘的单轴对称截面梁所能承受的集中荷载标准值比双轴对称截面梁大38.9%，但 I_x 降低约2%，即挠度值将比双轴对称截面梁增加约2%。

[例题5-2] 一简支梁，跨度 $l = 12$ m，截面如图5-18所示，钢材为16Mn。梁跨度中央处上翼缘作用一集中静力荷载，标准值为 P_k，其中恒荷载占30%（$\gamma_G = 1.2$），活荷载占70%（$\gamma_Q = 1.4$）。设计两个方案：①在集中荷载作用处设置一侧向支撑；②不设置中间

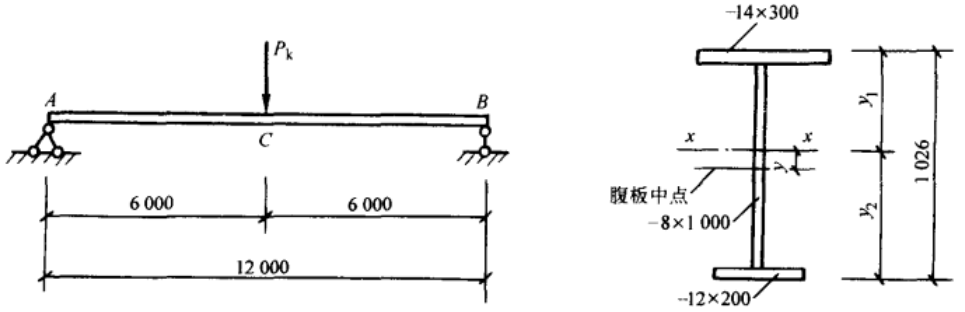


图5-18 例题5-2图

侧向支撑。试根据抗弯强度和整体稳定条件计算两个方案中梁所能承受的集中荷载标准值。

[解]

(1) 截面的几何特性

截面积 $A = 1.4\times30 + 0.8\times100 + 1.2\times20 = 42 + 80 + 24 = 146\ (\text{cm}^2)$

形心轴 x—x 至腹板中点距离

$$y = \frac{42\ (50+0.7)\ -24\ (50+0.6)}{146} = 6.3\ (\text{cm})$$

$$y_1 = (50+1.4) - 6.3 = 45.1\ (\text{cm})$$

$$y_2 = 102.6 - 45.1 = 57.5\ (\text{cm})$$

惯性矩

$$I_x = 42\times44.4^2 + \frac{1}{3}\times0.8\times43.7^3 + \frac{1}{3}\times0.8\times56.3^3 + 24\times56.9^2 = 230\ 342\ (\text{cm}^4)$$

$$I_y = \frac{1}{12}\times1.4\times30^3 + \frac{1}{12}\times1.2\times20^3 = 3\ 150 + 800 = 3\ 950\ (\text{cm}^4)$$

受压纤维对 x 轴的截面模量 $W_{1x} = \dfrac{I_x}{y_1} = \dfrac{230\ 342}{45.1} = 5\ 107\ (\text{cm}^3)$

受拉纤维对 x 轴的截面模量 $W_{2x} = \dfrac{I_x}{y_2} = \dfrac{230\ 342}{57.5} = 4\ 006\ (\text{cm}^3)$

回转半径 $i_y = \sqrt{\dfrac{I_y}{A}} = \sqrt{\dfrac{3\ 950}{146}} = 5.2\ (\text{cm})$

$$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = \frac{3\ 150}{3\ 950} = 0.797$$

梁自重 $g = 9.81\rho A = 9.81\times7\ 850\times146\times10^{-4}$

$= 1\ 124\ (\text{N/m}) \approx 1.12\ \text{kN/m}$

(2) 设置侧向支撑

整体稳定系数

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4\ 320}{\lambda_y^2}\frac{Ah}{W_{1x}}\left[\sqrt{1+\left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2} + \eta_b\right]\frac{235}{f_y}$$

梁承受跨度中点处一集中荷载的作用，查附表 3-1，$\beta_b = 1.75$。

$$l_1 = 6\ \text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_1}{i_y} = \frac{600}{5.20} = 115.4$$

截面不对称影响系数

$$\eta_b = 0.8\ (2\alpha_b - 1) = 0.8\ (2\times0.797 - 1) = 0.475$$

16Mn 钢，$f_y = 345\ \text{N/mm}^2$，故

$$\varphi_b = 1.75\times\frac{4\ 320}{115.4^2}\times\frac{146\times102.6}{5\ 107}\left[\sqrt{1+\left(\frac{115.4\times1.4}{4.4\times102.6}\right)^2} + 0.475\right]\frac{235}{345}$$

$$= 1.75\times1.463\times0.681 = 1.744 > 0.6$$

需换算为 φ_b'

$$\varphi_b' = 1.07 - \frac{0.282}{1.744} = 0.908$$

按整体稳定条件，梁能承受的弯矩设计值

$$M_x = \varphi_b' f W_{1x} = 0.908 \times 310 \times 5\ 107 \times 10^3 \times 10^{-6} = 1\ 437.5\ (\text{kN·m})$$

按下翼缘受拉的抗弯强度，梁能承受的弯矩设计值

$$\frac{b}{t} = \frac{150-4}{14} = 10.4 < 13\sqrt{\frac{235}{345}} = 10.7,\ \gamma_x = 1.05$$

$$M_x = \gamma_x f W_{2x} = 1.05 \times 310 \times 4\ 006 \times 10^3 \times 10^{-6}$$

$$= 1\ 304.0\ (\text{kN·m}) < 1\ 437.5\ \text{kN·m}$$

所以，梁的承载力由下翼缘抗弯强度控制。

梁自重产生的弯矩设计值

$$M_x^g = \frac{1}{8}(\gamma_G g) l^2 = \frac{1}{8}(1.2 \times 1.12) \times 12^2 = 24.2\ (\text{kN·m})$$

集中荷载产生的弯矩设计值

$$M_x^p = \frac{1}{4} Pl = M_x - M_x^g = 1\ 304 - 24.2 = 1\ 279.8\ (\text{kN·m})$$

梁能承受的集中荷载设计值

$$P = \frac{4M_x^p}{l} = \frac{4 \times 1\ 279.8}{12} = 426.6\ (\text{kN})$$

因

$$P = 1.2 \times 0.3P_k + 1.4 \times 0.7P_k = 1.34P_k$$

故梁能承受的集中荷载标准值

$$P_k = \frac{P}{1.34} = \frac{426.6}{1.34} = 318.4\ (\text{kN})$$

(3) 不设置中间侧向支撑

$$l_1 = l = 12\ \text{m}$$

参数 $\xi = \dfrac{l_1 t_1}{b_1 h} = \dfrac{1\ 200 \times 1.4}{30 \times 102.6} = 0.546 < 2.0$

查附表 3-1，得

$$\beta_b = 0.73 + 0.18\xi = 0.73 + 0.18 \times 0.546 = 0.828$$

因 $\alpha_b = 0.8$，按附表 3-1 注，β_b 不必折减。

$$\lambda_y = \frac{l_1}{i_y} = \frac{1\ 200}{5.20} = 230.8$$

$$\varphi_b = 0.828 \times \frac{4\ 320}{230.8^2} \times \frac{146 \times 102.6}{5\ 107}\left[\sqrt{1 + \left(\frac{230.8 \times 1.4}{4.4 \times 102.6}\right)^2} + 0.475\right]\frac{235}{345}$$

$$= 0.828 \times 0.407 \times 0.681 = 0.229 < 0.6$$

按整体稳定，梁能承受的弯矩设计值

$$M_x = \varphi_b f W_{1x} = 0.229 \times 310 \times 5\ 107 \times 10^3 \times 10^{-6}$$

$$= 362.5\ (\text{kN·m}) < \gamma_x f W_{2x} = 1\ 304.0\ \text{kN·m}$$

所以，梁的承载力由整体稳定控制。

梁能承受的集中荷载设计值

$$P=\frac{4M_x^p}{l}=\frac{4\ (362.5-24.2)}{12}=112.8\ (\text{kN})$$

故

$$P_k=\frac{P}{1.34}=\frac{112.8}{1.34}=84.2\ (\text{kN})$$

上述计算表明：梁在跨度中点设置一侧向支撑更合理，其所能承受的跨中集中荷载为不设置侧向支撑时的 3.78 倍；当所求得整体稳定系数 $\varphi_b<0.6$ 时，采用强度较高的钢材并不能提高整体稳定所控制的弯矩值，因而没有必要采用高强度钢材。以本例题跨中不设侧向支撑时为例，若改用 Q235 钢，则其整体稳定系数

$$\varphi_b=0.828\times0.407=0.337<0.6$$

梁所能承受的弯矩设计值

$$M_x=\varphi_b fW_x=0.337\times215\times5\ 107\times10^3\times10^{-6}=370.0\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

与采用 16Mn 钢时 $M_x=362.5$ kN·m 基本相同。

第四节　梁的局部稳定和腹板加劲肋设计

组合梁一般由翼缘和腹板焊接而成，如果采用的板件宽（高）而薄，板中压应力或剪应力达到某数值后，受压翼缘（图 5-19（a））或腹板（图 5-19（b））可能偏离其平面位置，出现波形凸曲，这种现象称为梁丧失局部稳定。

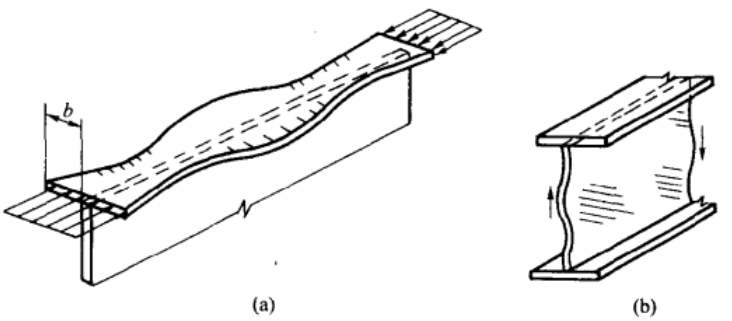


图 5-19　梁的局部失稳形式

热轧型钢板件宽（高）厚比较小，能够满足局部稳定要求，不需要计算。

一、受压翼缘的局部稳定

梁的受压翼缘板主要承受均布压应力作用。为了充分发挥材料强度，翼缘应采用一定厚度的钢板，使其临界应力 σ_{cr} 不低于钢材的屈服点 f_y，从而保证翼缘不丧失稳定。一般采用限制宽厚比的方法来保证梁受压翼缘的稳定。

受压翼缘板的屈曲临界应力可用下式计算

$$\sigma_{cr}=\frac{\chi k\pi^2 E}{12\ (1-\nu^2)}\ (\frac{t}{b})^2$$

式中：t ——翼缘板的厚度；

b ——翼缘板的外伸宽度。

对不需要验算疲劳的梁，按式（5-4）和（5-5）计算其抗弯强度时，已考虑截面部分发

展塑性，因而整个翼缘板已进入塑性，但在和压应力相垂直的方向，材料仍然是弹性的。这种情况属正交异性板，其临界应力的精确计算比较复杂，一般用$\sqrt{\eta}E$代替E来考虑这种弹塑性的影响。

将$E=206\times10^3\ \mathrm{N/mm^2}$，$\nu=0.3$代入上式，可得

$$\sigma_{cr}=18.6\chi k\sqrt{\eta}\ (\frac{100t}{b})^2 \tag{5-37}$$

受压翼缘板的外伸部分为三边简支板，其屈曲系数$k=0.425$。支承翼缘板的腹板一般较薄，对翼缘的约束作用很小，因此取弹性嵌固系数$\chi=1.0$。如令$\eta=0.25$，由$\sigma_{cr}\geqslant f_y$得

$$\frac{b}{t}\leqslant 13\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{5-38a}$$

当梁在弯矩M_x作用下的强度按弹性计算时，即取$\gamma_x=1.0$时限值可放宽为

$$\frac{b}{t}\leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{5-38b}$$

箱形梁两腹板之间的翼缘部分，相当于四边简支单向均匀受压板，屈曲系数$k=4.0$。令$\chi=1.0$，$\eta=0.25$，由$\sigma_{cr}\geqslant f_y$得

$$\frac{b_0}{t}\leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{5-39}$$

当受压翼缘板设置纵向加劲肋时，b_0取腹板与纵向加劲肋之间的翼缘板无支承宽度。

二、腹板的局部稳定

组合梁腹板的局部稳定有两种计算方法。对于承受静力荷载和间接承受动力荷载的组合梁，允许腹板在梁整体失稳之前屈曲，并利用其屈曲后强度，按第五节的规定布置加劲肋并计算其抗弯和抗剪承载力。对于直接承受动力荷载的吊车梁及类似构件或其他不考虑屈曲后强度的组合梁，以腹板的屈曲作为承载能力的极限状态，按下列原则配置加劲肋，并计算腹板的稳定。

1. 临界应力的计算

为了提高腹板的稳定性，可增加腹板的厚度，也可设置腹板加劲肋，后一措施往往比较经济。腹板加劲肋和翼缘使腹板成为若干四边支承的矩形板区格，这些区格一般受有弯曲应力、剪应力以及局部压应力的共同作用。在弯曲应力单独作用下，腹板的失稳形式如图5-20（a)所示，凸凹波形的中心靠近其压应力合力的作用线。在剪应力单独作用下，腹板在45°方向产生主应力，主拉应力和主压应力在数值上都等于剪应力。在主压应力作用下，腹板失稳形式如图5-20（b）所示，产生大约45°方向倾斜的凸凹波形。在局部压应力单独作用下，腹板的失稳形式如图5-20（c）所示，产生一个靠近横向压应力作用边缘的鼓曲面。

对于可能因剪应力或局部压应力引起屈曲的腹板，应隔一定距离设置横向加劲肋；对于可能因弯曲压应力引起屈曲的腹板，宜在受压区距受压翼缘$h_0/5$至$h_0/4$处设置纵向加劲肋。加劲肋的布置形式如图5-21所示。图5-21（a）仅设置横向加劲肋，图5-21（b）、（c）同时设置横向加劲肋和纵向加劲肋，图5-21（d）除设置横向加劲肋和纵向加劲肋外，还设置短加劲肋。在横、纵向加劲肋交叉处应切断纵向加劲肋，使横向加劲肋贯通，尽可能使纵向加劲肋两端支承于横向加劲肋。

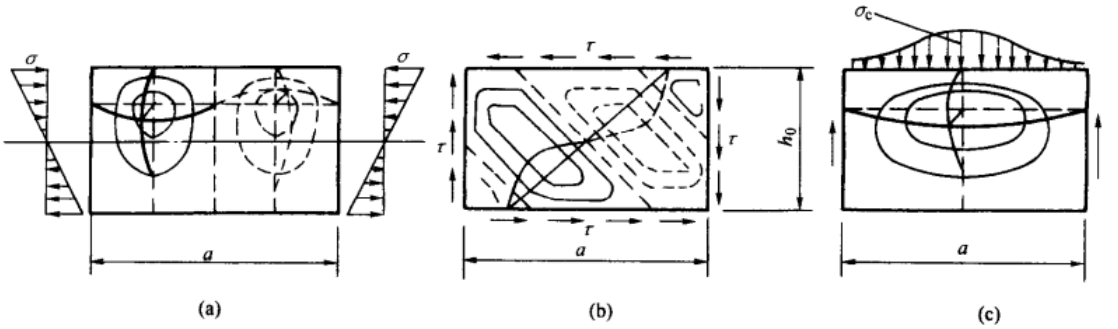


图 5-20　梁腹板的失稳形式

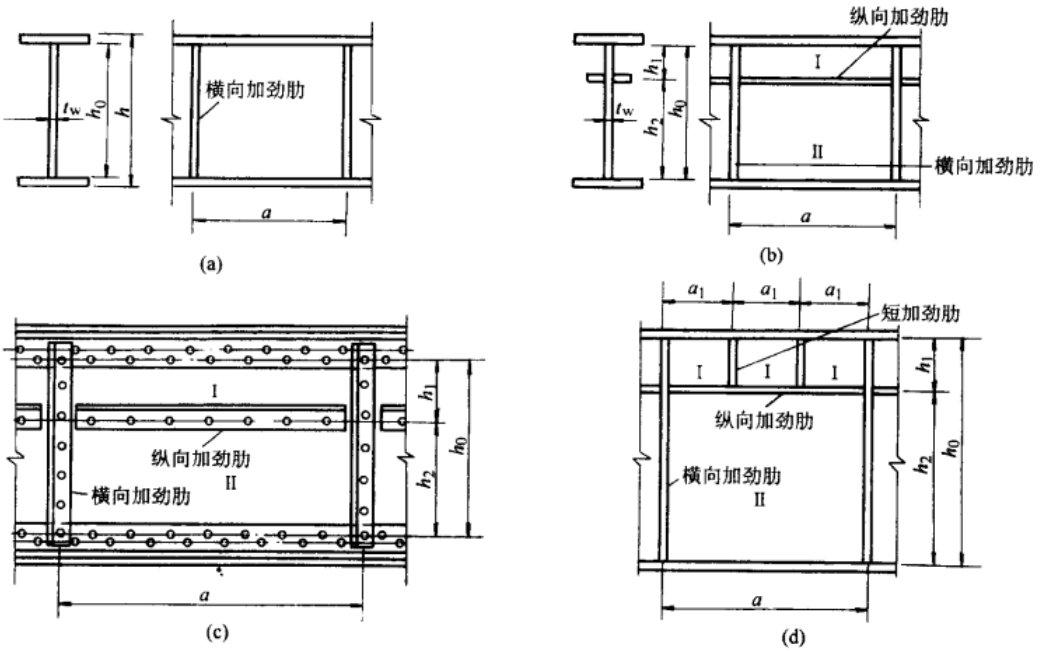


图 5-21　腹板加劲肋的布置

计算腹板区格在弯曲应力、剪应力和局部压应力单独作用下的各项屈曲临界应力时，《钢结构设计规范》采用国际上通行的表达方式，引入了腹板通用高厚比的概念，同时考虑了腹板的几何缺陷和材料的非弹性性能的影响。

（1）弯曲临界应力

用于抗弯计算的腹板通用高厚比

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \tag{5-40}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\chi_b k_b \pi^2 E}{12\ (1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2$$

式中：f_y——钢材的屈服点；

σ_{cr}——理想平板受弯时的弹性临界应力。

将 $E = 206 \times 10^3\ \text{N/mm}^2$，$\nu = 0.3$ 代入式（5-40），则

$$\lambda_b = \frac{h_0/t_w}{28.1\sqrt{\chi_b k_b}}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-41}$$

四边简支受弯板的屈曲系数 $k_b = 23.9$，当有刚性铺板密铺在梁的受压翼缘并与受压翼缘牢固连接，使受压翼缘的扭转受到约束时，取嵌固系数 $\chi_b = 1.66$，则

$$\lambda_b = \frac{h_0/t_w}{177}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-42a}$$

当梁的受压翼缘的扭转未受到约束时，取嵌固系数 $\chi_b = 1.23$，则

$$\lambda_b = \frac{h_0/t_w}{153}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-42b}$$

若取 $\sigma_{cr} \geqslant f_y$，以保证腹板在最大受压边缘屈服前不发生屈曲，则分别得到 $h_0/t_w \leqslant 177\sqrt{235/f_y}$（受压翼缘的扭转受到约束）和 $h_0/t_w \leqslant 153\sqrt{235/f_y}$（受压翼缘的扭转未受到约束），即腹板高厚比满足上面条件时，在纯弯曲状态下腹板不会丧失稳定。

当梁截面为单轴对称时，为了提高梁的整体稳定，一般加强受压翼缘，这样腹板受压区高度 h_c 小于 $h_0/2$，腹板边缘压应力小于边缘拉应力，这时计算临界应力 σ_{cr} 时，屈曲系数 k_b 应大于 23.9，在实际计算中，仍取 $k_b = 23.9$，而把腹板计算高度 h_0 用 $2h_c$ 代替。这样，当梁受压翼缘扭转受到约束时

$$\lambda_b = \frac{2h_c/t_w}{177}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-43a}$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时

$$\lambda_b = \frac{2h_c/t_w}{153}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-43b}$$

根据通用高厚比 λ_b 的范围不同，弯曲临界应力的计算公式如下：

当 $\lambda_b \leqslant 0.85$ 时

$$\sigma_{cr} = f \tag{5-44a}$$

当 $0.85 < \lambda_b \leqslant 1.25$ 时

$$\sigma_{cr} = [1 - 0.75(\lambda_b - 0.85)]f \tag{5-44b}$$

当 $\lambda_b > 1.25$ 时

$$\sigma_{cr} = 1.1f/\lambda_b^2 \tag{5-44c}$$

式中：f——钢材的抗弯强度设计值。

式（5-44）的三个公式分别属于塑性、弹塑性和弹性范围，各范围之间的界限确定原则为：对于既无几何缺陷又无残余应力的理想弹塑性板，并不存在弹塑性过渡区，塑性范围和弹性范围的分界点应是 $\lambda_b = 1.0$，当 $\lambda_b = 1.0$ 时，$\sigma_{cr} = f_y$。实际工程中的板由于存在缺陷，在 λ_b 未达到 1.0 之前临界应力就开始下降。《钢结构设计规范》取 $\lambda_b = 0.85$，即腹板边缘应力达到强度设计值时高厚比分别为 150（受压翼缘扭转受到约束）和 130（受压翼缘扭转未受到约束）。计算梁整体稳定时，当稳定系数 φ_b 大于 0.6 时需做非弹性修正，相应的 λ_b 为 $(1/0.6)^{1/2} = 1.29$。考虑到残余应力对腹板稳定的不利影响小于对梁整体稳定的影响，取 $\lambda_b = 1.25$。临界应力和腹板通用高厚比的关系曲线如图 5-22 所示。

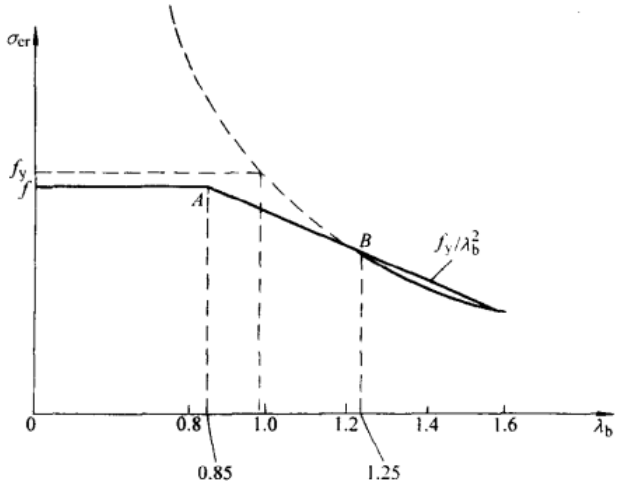


图 5-22　σ_{cr}—λ_b 曲线

(2) 剪切临界应力

用于抗剪计算的腹板通用高厚比

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{f_{vy}}{\tau_{cr}}} \tag{5-45}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\chi_s k_s \pi^2 E}{12\ (1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2$$

式中：f_{vy}——钢材的剪切屈服强度；

τ_{cr}——理想平板受剪时的弹性临界应力。

将 $E = 206 \times 10^3\ \text{N/mm}^2$，$\nu = 0.3$，$\chi_s = 1.23$ 代入式 (5-45)，则

$$\lambda_s = \frac{h_0/t_w}{41\sqrt{k_s}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-46}$$

受剪腹板的屈曲系数 k_s 和腹板区格的长宽比 a/h_0 有关。

当 $a/h_0 \leqslant 1.0$ 时

$$k_s = 4 + 5.34\ (h_0/a)^2 \tag{5-47a}$$

当 $a/h_0 > 1.0$ 时

$$k_s = 5.34 + 4\ (h_0/a)^2 \tag{5-47b}$$

式中：a——腹板横向加劲肋的间距。

根据通用高厚比 λ_s 的范围不同，剪切临界应力的计算公式如下：

当 $\lambda_s \leqslant 0.8$ 时

$$\tau_{cr} = f_v \tag{5-48a}$$

当 $0.8 < \lambda_s \leqslant 1.2$ 时

$$\tau_{cr} = [1 - 0.59\ (\lambda_s - 0.8)]\ f_v \tag{5-48b}$$

当 $\lambda_s > 1.2$ 时

$$\tau_{cr} = 1.1 f_v / \lambda_s^2 \tag{5-48c}$$

式中：f_v ——钢材的抗剪切强度设计值。

塑性和弹性界限分别取 $\lambda_s = 0.8$ 和 $\lambda_s = 1.2$，前者参考欧盟规范 EC3—EVN—1993 采用。后者认为钢材剪切比例极限为 $0.8 f_{vy}$，再引入板件几何缺陷影响系数 0.9，弹性界限应为 $[1/(0.8 \times 0.9)]^{1/2} = 1.18$，调整为 1.20。

当腹板不设横向加劲肋时，$k_s = 5.34$。若要求 $\tau_{cr} = f_v$，则 λ_s 不应大于 0.8，由式（5-46）可得高厚比限值

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 0.8 \times 41 \sqrt{5.34} \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 75.8 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

考虑到区格平均剪力一般低于 f_v，所以《钢结构设计规范》规定限值为 $80\sqrt{235/f_y}$。

（3）局部压力作用下的临界应力

用于腹板抗局部压力作用时的通用高厚比

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{c,cr}}} \tag{5-49}$$

$$\sigma_{c,cr} = \frac{\chi_c k_c \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2$$

式中：$\sigma_{c,cr}$——理想平板受局部压力时的弹性临界应力。

将 $E = 206 \times 10^3\ \mathrm{N/mm^2}$，$\nu = 0.3$ 代入式（5-49），得

$$\lambda_c = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{\chi_c k_c}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-50}$$

承受局部压力的板翼缘对腹板的嵌固系数

$$\chi_c = 1.81 - 0.255 \frac{h_0}{a} \tag{5-51}$$

和上式嵌固系数相配合的屈曲系数如下：

当 $0.5 \leqslant a/h_0 \leqslant 1.5$ 时

$$k_c = (7.4 + 4.5 \frac{h_0}{a}) \frac{h_0}{a} \tag{5-52a}$$

当 $1.5 < a/h_0 \leqslant 2.0$ 时

$$k_c = (11 - 0.9 \frac{h_0}{a}) \frac{h_0}{a} \tag{5-52b}$$

计算 $\chi_c k_c$ 比较复杂，进行简化后代入式（5-50），则 λ_c 的表达式如下：

当 $0.5 \leqslant a/h_0 \leqslant 1.5$ 时

$$\lambda_c = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{10.9 + 13.4(1.83 - a/h_0)^3}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-53a}$$

当 $1.5 < a/h_0 \leqslant 2.0$ 时

$$\lambda_c = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{18.9 - 5a/h_0}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-53b}$$

根据通用高厚比 λ_c 的范围不同，计算临界应力 $\sigma_{c,cr}$ 的公式如下：

当 $\lambda_c \leqslant 0.9$ 时

$$\sigma_{c,cr} = f \tag{5-54a}$$

当 $0.9 < \lambda_c \leqslant 1.2$ 时

$$\sigma_{c,cr} = [1 - 0.79(\lambda_c - 0.9)]f \tag{5-54b}$$

当 $\lambda_c > 1.2$ 时

$$\sigma_{c,cr} = 1.1f/\lambda_c^2 \tag{5-54c}$$

在以上三组临界应力公式（5-44）、（5-48）和（5-54）中，式（a）和式（b）都引进了抗力分项系数，对高厚比很小的腹板，临界应力等于强度设计值 f 或 f_v，而不是屈服点 f_y 或 f_{vy}。但是式（c）都乘以系数 1.1，它是抗力分项系数的近似值，即式（c）的临界应力就是弹性屈服点的理论值，即不再除以抗力分项系数。这是因为板处于弹性范围时，具有较大的屈曲后强度。

2. 腹板局部稳定的计算

计算腹板的局部稳定时，应首先布置加劲肋，然后进行局部稳定验算，若不满足要求（不足或裕量太大），应调整加劲肋间距，重新验算。

经计算分析，不考虑腹板屈曲后强度时，组合梁腹板宜按下列规定配置加劲肋。

1）当 $h_0/t_w \leqslant 80\sqrt{235/f_y}$ 时，对有局部压应力（$\sigma_c \neq 0$）的梁，应按构造配置横向加劲肋；但对无局部压应力（$\sigma_c = 0$）的梁，可不配置加劲肋。

2）当 $h_0/t_w > 80\sqrt{235/f_y}$ 时，应配置横向加劲肋。其中，当 $h_0/t_w > 170\sqrt{235/f_y}$（受压翼缘扭转受到约束，如连有刚性铺板、制动板或焊有钢轨）时或 $h_0/t_w > 150\sqrt{235/f_y}$（受压翼缘扭转未受到约束）时，或按计算需要时，应在弯曲应力较大区格的受压区增加配置纵向加劲肋。局部压应力很大的梁，必要时尚宜在受压区配置短加劲肋。

任何情况下，h_0/t_w 均不应超过 250。

此处 h_0 为腹板的计算高度，t_w 为腹板的厚度。对单轴对称梁，当确定是否要配置纵向加劲肋时，h_0 应取为腹板受压区高度 h_c 的 2 倍。

3）梁的支座处和上翼缘受有较大固定集中荷载处，宜设置支承加劲肋。

（1）配置横向加劲肋的腹板

在两横向加劲肋之间的板段，可能同时承受弯曲应力 σ、剪应力 τ 和局部压应力 σ_c 的共同作用，当这些应力的组合达到某一值时，腹板将由平板稳定状态转变为微曲的平衡状态。

仅配置横向加劲肋的腹板（图 5-21（a）），区格的局部稳定应按下式计算（取抗力分项系数 $\gamma_R = 1.0$）

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}} \leqslant 1.0 \tag{5-55}$$

式中：σ ——所计算腹板区格内，由平均弯矩产生的腹板计算高度边缘的弯曲压应力；

τ ——所计算腹板区格内，由平均剪力产生的腹板平均剪应力，$\tau = \dfrac{V}{h_w t_w}$，$h_w$ 为腹板

高度；

σ_c ——腹板计算高度边缘的局部压应力，$\sigma_c = \dfrac{F}{t_w l_z}$，$F$ 为集中荷载，对动力荷载应考虑动力系数，当吊车为轻、中级工作制时，轮压设计值可以乘以折减系数 0.9；

σ_{cr}，τ_{cr}，$\sigma_{c,cr}$ ——分别为弯矩、剪力和局部压力单独作用下的临界应力，按式（5-44）、（5-48）和（5-54）计算。

（2）同时配置横向加劲肋和纵向加劲肋的腹板

同时配置横向加劲肋和纵向加劲肋的腹板，一般纵向加劲肋设置在距离腹板上边缘的（1/5～1/4）h_0 处，把腹板划分为上、下两个区格（图 5-23）。

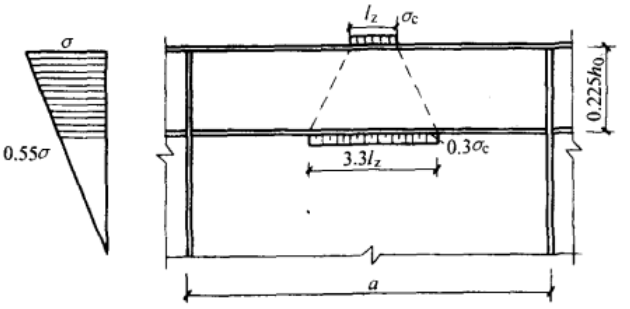


图 5-23 受压翼缘和纵向加劲肋之间区格

1）上区格：上区格为狭长板幅，区格高度取平均值 $0.225h_0$。

在弯曲应力作用下，非均匀受压，应力由 σ 变到 0.55σ，根据参考文献 15 其屈曲系数为 $k_b = 5.13$。

梁受压翼缘的扭转受到约束时，取嵌固系数 $\chi_b = 1.4$，由式（5-41）得相应的通用高厚比

$$\lambda_{b1} = \frac{h_1/t_w}{28.1\sqrt{\chi_b k_b}}\sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{h_1/t_w}{75}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-56a}$$

梁受压翼缘扭转未受到约束时，取嵌固系数 $\chi_b = 1.0$，则

$$\lambda_{b1} = \frac{h_1/t_w}{64}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-56b}$$

式中：h_1 ——纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离。

在横向集中荷载作用下，区格上边缘作用局部压应力 σ_c，同时下边缘作用局部压应力 $0.3\sigma_c$，如图 5-23 所示。区格可假设为板状轴心受压柱计算其临界应力。板柱上端承受压应力 σ_c，分布宽度为 l_z，板柱高度中央的应力分布宽度为上下边缘的平均值 $2.15l_z$，可以近似取为 $2h_1$。这样，可以把板柱看作截面积为 $2h_1 t_w$ 的均匀受压构件。板柱的临界力按欧拉公式计算，但是对弹性模量 E 除以 $(1-\nu^2)$，则

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(1-\nu^2)\lambda^2}2h_1 t_w$$

柱的计算长度为 h_1，截面回转半径为 $t_w/\sqrt{12}$，代入上式得

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 E}{6(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_1}\right)^2 h_1 t_w$$

σ_c 的临界值为

$$\sigma_{c,cr1}=\frac{N_{cr}}{h_1 t_w}=37.2\left(\frac{100t_w}{h_1}\right)^2$$

当梁受压翼缘扭转受到约束时，相当于板柱上端嵌固，计算长度为 $0.707h_1$，则

$$\lambda_{c1}=\frac{h_1/t_w}{56}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-57a}$$

当梁的受压翼缘扭转未受到约束时

$$\lambda_{c1}=\frac{h_1/t_w}{40}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-57b}$$

上区格的局部稳定性应按下式计算（取抗力分项系数 $\gamma_R=1.0$）

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}}+\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr1}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}}\right)^2\leqslant 1.0 \tag{5-58}$$

式中：σ_{cr1}——按公式（5-44）计算，但式中的 λ_b 改用 λ_{b1} 代替；

τ_{cr1}——按公式（5-48）计算，但式中的 h_0 改为 h_1；

$\sigma_{c,cr1}$——按公式（5-44）计算，但式中的 λ_b 改用 λ_{c1} 代替。

2）下区格：根据参考文献，下区格在弯矩作用下的屈曲系数 $k_b=47.6$。

相应的通用高厚比

$$\lambda_{b2}=\frac{h_2/t_w}{28.1\sqrt{47.6}}\sqrt{\frac{f_y}{235}}=\frac{h_2/t_w}{194}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-59}$$

这里 $h_2=h_0-h_1$。

下区格的稳定计算公式为（取抗力分项系数 $\gamma_R=1.0$）

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2+\frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c,cr2}}\leqslant 1.0 \tag{5-60}$$

式中：σ_2——所计算区格内由平均弯矩产生的腹板在纵向加劲肋处的弯曲压应力；

σ_{c2}——腹板在纵向加劲肋处的横向压应力，取 $0.3\sigma_c$；

σ_{cr2}——按公式（5-44）计算，但式中的 λ_b 改用 λ_{b2} 代替；

τ_{cr2}——按公式（5-48）计算，但式中的 h_0 改为 h_2；

$\sigma_{c,cr2}$——按公式（5-54）计算，但式中的 h_0 改为 h_2，当 $a/h_2>2$ 时，取 $a/h_2=2$。

（3）受压翼缘与纵向加劲肋之间配置短加劲肋的区格

配置短加劲肋后，不影响弯曲压应力的临界值，和配置纵向加劲肋时一样，按式（5-56）和式（5-44）计算。临界剪应力虽然受到短加劲肋的影响，但计算方法不变，按式（5-46）和（5-48）计算，计算时用 h_1 和 a_1 代替 h_0 和 a，a_1 为短加劲肋间距。

配置短加劲肋影响最大的为局部压应力的临界值。未配置短加劲肋时，腹板上区格为狭长板幅，在局部压力作用下性能接近两边支承板。配置短加劲肋后（图 5-24），成为四边支承板，稳定承载力提高，并和比值 a_1/h_1 有关。屈曲系数如下：

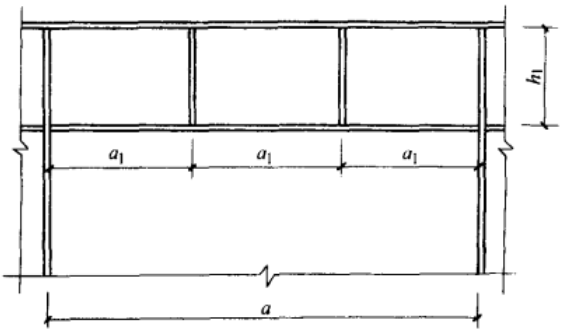


图 5-24 设置短加劲肋的腹板

当 $a_1/h_1 \leqslant 1.2$ 时

$$k_c = 6.8$$

当 $a_1/h_1 > 1.2$ 时

$$k_c = 6.8\sqrt{0.4 + 0.5\frac{a_1}{h_1}}$$

对 $a_1/h_1 \leqslant 1.2$ 的区格，相应的通用宽厚比为

当梁受压翼缘扭转受到约束时，取嵌固系数 $\chi_c = 1.4$

$$\lambda_{c1} = \frac{a_1/t_w}{87}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-61a}$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时

$$\lambda_{c1} = \frac{a_1/t_w}{73}\sqrt{\frac{f_y}{235}} \tag{5-61b}$$

对 $a_1/h_1 > 1.2$ 的区格，式（5-61）右侧应乘以 $1\Big/\sqrt{0.4 + 0.5\frac{a_1}{h_1}}$。

受压翼缘与纵向加劲肋之间配置短加劲肋区格的局部稳定的计算仍按式（5-58）

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}}\right)^2 \leqslant 1.0$$

式中：σ_{cr1}——按式（5-44）计算，但式中的 λ_b 改用 λ_{b1} 代替；

τ_{cr1}——按式（5-48）计算，但将 h_0 和 a 改为 h_1 和 a_1；

$\sigma_{c,cr1}$——按式（5-44）计算，但式中的 λ_b 改用 λ_{c1} 代替。

三、加劲肋的构造和截面尺寸

焊接梁一般采用钢板制成的加劲肋，并在腹板两侧成对布置（图 5-25），也可单侧布置。但支承加劲肋不应单侧布置。

横向加劲肋的间距 a 不得小于 $0.5h_0$，也不得大于 $2h_0$（对无局部压应力的梁，当 $h_0/t_w \leqslant 100$ 时，可采用 $2.5h_0$）。

加劲肋应有足够的刚度才能作为腹板的可靠支承，所以对加劲肋的截面尺寸和截面惯性矩应有一定要求。

双侧布置的钢板横向加劲肋的外伸宽度应满足下式

$$b_s \geqslant \frac{h_0}{30} + 40 \text{ (mm)} \tag{5-62}$$

单侧布置时，外伸宽度应比上式增大 20%。

加劲肋的厚度

$$t_s \geqslant \frac{b_s}{15} \tag{5-63}$$

当腹板同时用横向加劲肋和纵向加劲肋加强时，应在其相交处切断纵向加劲肋而使横向加劲肋保持连续。此时，横向加劲肋的截面尺寸除应符合上述规定外，其截面惯性矩（对 z—z 轴，图 5-25），尚应满足下列要求：

$$I_z \geqslant 3h_0 t_w^3 \tag{5-64}$$

纵向加劲肋的截面惯性矩，应满足下列公式的要求：

当 $a/h_0 \leqslant 0.85$ 时

$$I_y \geqslant 1.5h_0 t_w^3 \tag{5-65}$$

当 $a/h_0 > 0.85$ 时

$$I_y \geqslant (2.5 - 0.45\frac{a}{h_0})(\frac{a}{h_0})^2 h_0 t_w^3 \tag{5-66}$$

对大型梁，可采用以肢尖焊于腹板的角钢加劲肋，其截面惯性矩不得小于相应钢板加劲肋的惯性矩。计算加劲肋截面惯性矩的 y 轴和 z 轴，双侧加劲肋为腹板轴线，单侧加劲肋为与加劲肋相连的腹板边缘。

为了避免焊缝交叉，减小焊接应力，在加劲肋端部应切去宽约 $b_s/3$ 高约 $b_s/2$ 的斜角（图 5-25）。

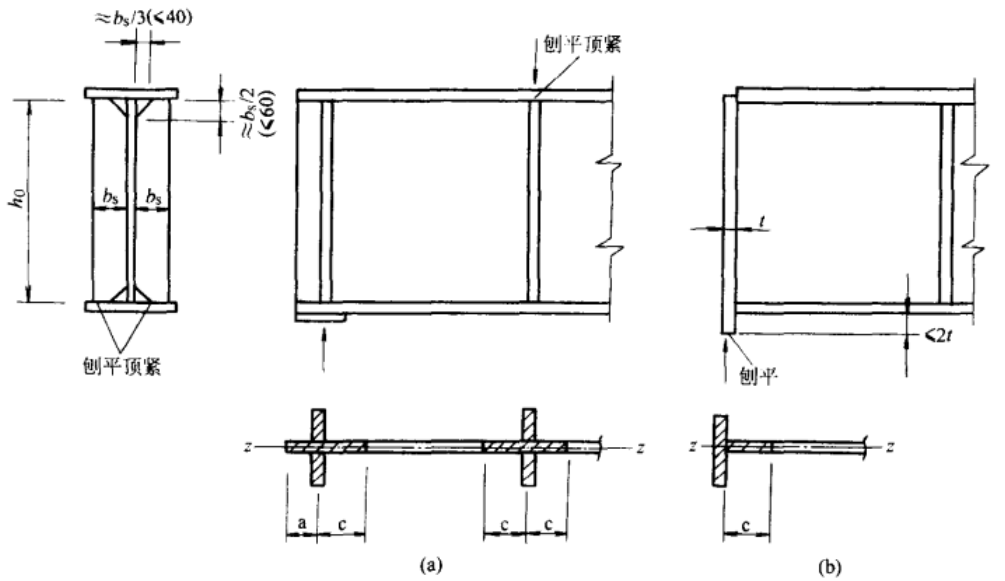


图 5-25　支承加劲肋

四、支承加劲肋的计算

支承加劲肋是指承受固定集中荷载或者支座反力的横向加劲肋。此种加劲肋应在腹板两侧成对设置，并应进行整体稳定和端面承压计算，其截面通常比中间横向加劲肋大。

1）按轴心压杆计算支承加劲肋在腹板平面外的稳定。此压杆的截面包括加劲肋以及每侧各 $15t_w\sqrt{235/f_y}$ 范围内的腹板面积（图 5-25 中阴影部分），其计算长度近似取为 h_0。

2）支承加劲肋一般刨平顶紧于梁的翼缘（图 5-25（a））或柱顶（图 5-25（b）），其端面承压强度的计算按下式

$$\sigma_{ce}=\frac{F}{A_{ce}}\leqslant f_{ce} \tag{5-67}$$

式中：F ——集中荷载或支座反力设计值；

A_{ce}——端面承压面积；

f_{ce}——钢材端面承压强度设计值。

突缘支座（图 5-25（b））的伸出长度不应大于加劲肋厚度的 2 倍。

3）支承加劲肋与腹板的连接焊缝，应按承受全部集中力或支反力进行计算，计算时假定应力沿焊缝长度均匀分布。

第五节 考虑腹板屈曲后强度的组合梁承载力计算

四边支承薄板的屈曲性能不同于压杆，压杆一旦屈曲，即表明其达到承载能力极限状态，屈曲荷载也就是其极限荷载；四边支承的薄板则不同，屈曲荷载并不是其极限荷载，薄板屈曲后还有较大的继续承载能力，称为屈曲后强度。

梁的腹板可视作支承在上、下翼缘板和两横向加劲肋的四边支承板。如果支承较强，则当腹板屈曲后发生侧向位移时，腹板中面内将产生薄膜拉应力形成薄膜张力场，薄膜张力场可阻止侧向位移的加大，使梁能继续承受更大的荷载，直至腹板屈服或板的四边支承破坏，这就是产生腹板屈曲后强度的原因。利用腹板的屈曲后强度，可加大腹板的高厚比，腹板高厚比达到 250 时也不必设置纵向加劲肋，可以获得更好的经济效果。

一、组合梁的抗剪承载力计算

如图 5-26 所示，配置横向加劲肋的腹板区格，受剪时产生主压应力和主拉应力，当主压应力达到一定程度时，腹板沿一斜方向因受此主压应力而呈波浪鼓曲，即腹板发生了受剪屈曲，不能再继续承受压力。但是此时主拉应力还未达到极限值，腹板可以通过斜向张力场承受继续增加的剪力。此时梁犹如一桁架（图 5-27），张力场带好似桁架的斜拉杆，而翼缘则为弦杆，加劲肋则起竖杆作用。

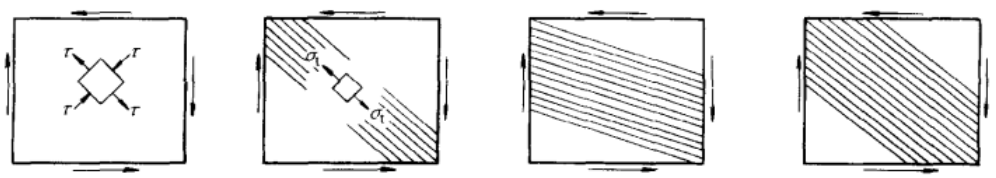


图 5-26 受剪腹板屈曲后的张力场

1. 梁的抗剪承载力理论计算公式

研究工作者提出了多种张力场的分布假定，从而有多种受腹板剪屈曲后强度的理论分析

和计算方法。下面介绍一种适用于建筑结构钢梁的半张力场理论。它的基本假定是：①屈曲后腹板中的剪力，一部分由小挠度理论计算的抗剪力承担，另一部分由斜张力场作用（薄膜效应）承担；②翼缘的弯曲刚度小，假定不能承担腹板斜张力场产生的垂直分力的作用。

根据基本假定①，腹板能够承担的极限剪力 V_u 为屈曲剪力 V_{cr} 与张力场剪力 V_t 之和，即

$$V_u = V_{cr} + V_t \tag{5-68}$$

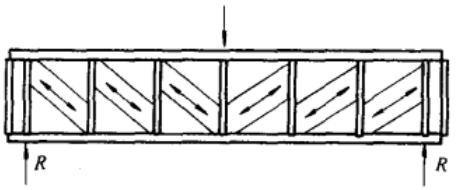


图 5-27　腹板的张力场作用

屈曲剪力

$$V_{cr} = h_w t_w \tau_{cr}$$

这里

$$\tau_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$$

式中：h_w，t_w ——腹板的高度和厚度。

下面计算张力场剪力 V_t。

首先确定薄膜张力在水平方向的最优倾角 θ。根据基本假定②，可认为张力场仅为传力到加劲肋的带形场，其宽度为 s（图 5-28（a））。

$$s = h_w\cos\theta - a\sin\theta$$

带形场的拉应力为 σ_t，所提供的剪力

$$V_{tl} = \sigma_t t_w s\sin\theta = \sigma_t t_w(h_w\cos\theta - a\sin\theta)\sin\theta$$
$$= \sigma_t t_w(0.5h_w\sin 2\theta - a\sin^2\theta)$$

最优 θ 角应使张力场作用能提供最大的剪切抗力。因此，由 $\mathrm{d}V_{tl}/\mathrm{d}\theta = 0$，可得

$$\cot 2\theta = a/h_w$$

或

$$\sin 2\theta = 1\Big/\sqrt{1+(a/h_w)^2}$$

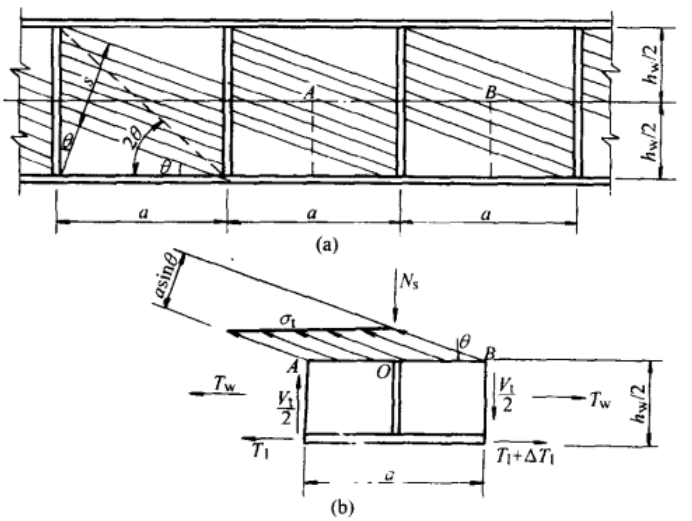


图 5-28　张力场作用下的剪力计算

实际上带形场以外部分也存在少量薄膜应力。为了求得更符合实际的张力场剪力 V_t，按图 5-28（b）所示的脱离体进行计算。根据此脱离体的受力情况，由水平力的平衡条件可

求出翼缘的水平力增量（已包括腹板水平力增量的影响在内）

$$\Delta T_1 = \sigma_t t_w a \sin\theta \cos\theta = \frac{1}{2}\sigma_t t_w a \sin 2\theta$$

根据对 O 点的力矩之和 $\sum M_O = 0$，得

$$\frac{V_t}{2}a = \Delta T_1 \frac{h_w}{2}$$

或

$$V_t = \frac{h_w}{a}\Delta T_1 = \frac{1}{2}\sigma_t t_w h_w \sin 2\theta$$

将 $\sin 2\theta$ 代入上式，得

$$V_t = \frac{1}{2}\sigma_t t_w h_w \frac{1}{\sqrt{1+(a/h_w)^2}} \tag{5-69}$$

式（5-69）中 σ_t 的值尚待确定。因腹板的实际受力情况涉及 σ_t 和 τ_{cr}，所以必须考虑二者共同作用的破坏条件。假定从屈曲到极限状态，τ_{cr}保持常量，并假定 τ_{cr}引起的主拉应力与 σ_t 方向相同，则根据剪应力作用下的屈服条件，相应于拉应力 σ_t 的剪应力为 $\sigma_t/\sqrt{3}$，总剪应力达到其屈服值 f_{vy}时不能再增大，从而有

$$\frac{\sigma_t}{\sqrt{3}} + \tau_{cr} = f_{vy}$$

将上式代入式（5-69），得

$$V_t = \frac{\sqrt{3}}{2}h_w t_w \frac{f_{vy}-\tau_{cr}}{\sqrt{1+(a/h_w)^2}}$$

由式（5-68）即得到考虑腹板屈曲后强度的极限剪力，引进抗力分项系数 γ_R，则

$$V_u = \frac{h_w t_w}{\gamma_R}\left[\tau_{cr} + \frac{f_{vy}-\tau_{cr}}{1.15\sqrt{1+(a/h_w)^2}}\right] \tag{5-70}$$

腹板屈曲后，加劲肋起到桁架竖杆的作用，由图 5-28（b）脱离体的竖向力平衡条件，可得到加劲肋所受压力

$$N_s = (\sigma_t a t_w \sin\theta)\sin\theta = \frac{1}{2}\sigma_t t_w a (1-\cos 2\theta)$$

将 $\cos 2\theta = \frac{a}{\sqrt{h^2+a^2}}$ 和 $\sigma_t = \sqrt{3}(f_{vy}-\tau_{cr})$ 代入，得

$$N_s = \frac{\sqrt{3}}{2}\frac{a t_w}{\gamma_R}(f_{vy}-\tau_{cr})\left(1-\frac{a/h_w}{\sqrt{1+(a/h_w)^2}}\right) \tag{5-71}$$

梁的中间横向加劲肋，必须能够承受式（5-71）计算的压力。

对于梁端加劲肋承受的压力，可直接取梁支座反力 R（图 5-27），同时还承受拉力带的水平分力 H_t（作用点可取距上翼缘 $h/4$ 处）。为了增加抗弯能力，还应在梁外延的端部加设封头加劲板，一般可将封头板与支承加劲肋之间视为一竖向构件，简支于上下翼缘，承受 H_t 和 R 产生的内力，计算其强度和稳定。

2.《钢结构设计规范》实用计算公式

欧盟规范 EC3—ENV—1993 给出了抗剪极限承载力较为精确的计算方法，认为拉力场不

仅存在于横向加劲肋之间，同时也存在于上下翼缘之间（图 5-26（d）），计算时需要首先确定拉力带宽度，计算比较复杂。为了减轻计算工作量，此规范同时还给出一种简化计算方法，此法算得的屈曲后强度相当于不同尺寸区格的承载力下限，《钢结构设计规范》参考了后一种简化方法，规定腹板极限剪力设计值的计算公式如下：

当 $\lambda_s \leqslant 0.8$ 时

$$V_u = h_w t_w f_v \tag{5-72a}$$

当 $0.8 < \lambda_s \leqslant 1.2$ 时

$$V_u = h_w t_w f_v [1 - 0.5(\lambda_s - 0.8)] \tag{5-72b}$$

当 $\lambda_s > 1.2$ 时

$$V_u = h_w t_w f_v / \lambda_s^{1.2} \tag{5-72c}$$

二、组合梁的抗弯承载力计算

梁腹板在弯矩达到一定程度时受压区出现凸曲变形（图 5-29（a））。此时若边缘应力未达到屈服点，则梁还能继续承受更大的荷载，但截面上的应力出现重分布，凸曲部分的应力不再继续增大，甚至有所减小，而和翼缘相邻部分及压应力较小和受拉部分的应力继续增加，直至边缘应力达到屈服点。

因为腹板屈曲后使梁的抗弯承载力下降不多，在计算梁腹板屈曲后的抗弯承载力时，一般采用近似公式确定。《钢结构设计规范》建议的梁抗弯承载力计算采用有效截面的概念，假定腹板受压区有效高度为 ρh_c，等分在 h_c 的两端，中部则扣去（$1-\rho$）h_c 的高度，梁的中和轴下降（图 5-29（b））。为计算简便，假定腹板受拉区与受压区同样扣去此高度，这样中和轴位置不变（图 5-29（c））。

梁有效截面惯性矩（忽略孔洞绕本身轴惯性矩）

$$I_{xe} = I_x - 2(1-\rho)h_c t_w \left(\frac{h_c}{2}\right)^2 = I_x - \frac{1}{2}(1-\rho)h_c^3 t_w \tag{5-73}$$

梁截面模量折减系数

$$\alpha_e = \frac{W_{xe}}{W_x} = \frac{I_{xe}}{I_x} = 1 - \frac{(1-\rho)h_c^3 t_w}{2I_x} \tag{5-74}$$

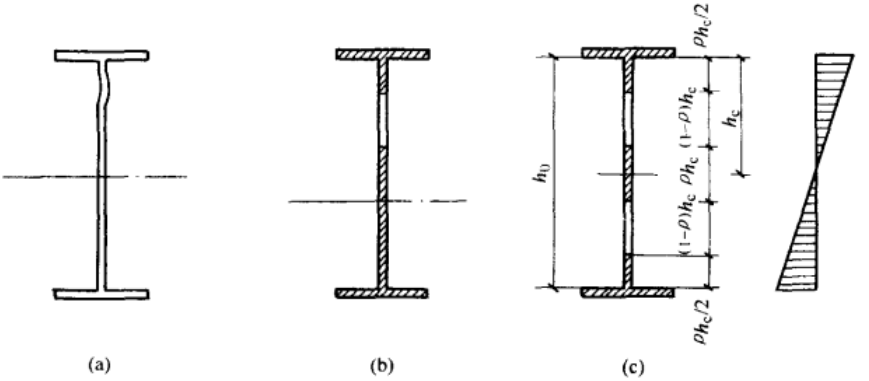


图 5-29　弯矩作用时腹板的有效高度

上式是按双轴对称截面、塑性发展系数 $\gamma_x = 1.0$ 得出的偏安全的近似公式，也可用于 $\gamma_x = 1.05$ 和单轴对称截面的情况。

腹板受压区有效高度系数 ρ 按下列原则确定：

临界应力公式

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

板件受压屈曲后最大受压纤维屈服时

$$f_y = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu)^2}\left(\frac{t}{b_e}\right)^2$$

式中：b_e ——板屈服后有效宽度。

由上两式可得

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \tag{5-75}$$

对于受弯的腹板，式（5-75）左端为$\frac{h_e}{h_c}$，而右端则为 $1/\lambda_b$。因此

$$\frac{h_e}{h_c} = \frac{1}{\lambda_b} \tag{5-76}$$

令 $\rho = h_e/h_c$ 为腹板受压区有效高度系数，考虑到几何缺陷和残余应力等不利影响，将式（5-76）修正，得

$$\rho = \frac{1}{\lambda_b}\left(1 - \frac{0.2}{\lambda_b}\right)$$

此式只适用于弹性范围，即适用于 $\lambda_b > 1.25$。

当 $\lambda_b \leqslant 0.85$ 时，腹板不发生屈曲，即全截面有效，$\rho = 1.0$。

《钢结构设计规范》规定 ρ 按下列公式计算：

当 $\lambda_b \leqslant 0.85$ 时

$$\rho = 1.0 \tag{5-77a}$$

当 $0.85 < \lambda_b \leqslant 1.25$ 时

$$\rho = 1 - 0.82(\lambda_b - 0.85) \tag{5-77b}$$

当 $\lambda_b > 1.25$ 时

$$\rho = \frac{1}{\lambda_b}\left(1 - \frac{0.2}{\lambda_b}\right) \tag{5-77c}$$

梁的抗弯承载力设计值

$$M_{eu} = \gamma_x \alpha_e W_x f \tag{5-78}$$

式中的梁截面模量 W_x 按截面全部有效计算。

三、弯矩和剪力共同作用下组合梁的承载力计算

梁腹板通常同时承受弯矩和剪力的共同作用，在弯矩和剪力的共同作用下腹板屈曲后对梁承载力的影响，计算比较复杂，一般采用弯矩 M 和剪力 V 的相关关系曲线确定。

《钢结构设计规范》采用图 5-30 所示的 M 和 V 的无量钢化的相关关系曲线。首先假定当弯矩不超过翼缘所提供的弯矩 M_f 时，腹板不参与承担弯矩作用，即在 $M \leqslant M_f$ 的范围内

相关关系为一水平线，$V/V_u = 1.0$。

当截面全部有效而腹板边缘屈服时，腹板可以承受剪应力的平均值约为 $0.65f_{yy}$。对于薄腹板梁，腹板也同样可以承担剪力，可偏安全地取为仅承受剪力最大值 V_u 的 0.5 倍，即当 $V/V_u \leqslant 0.5$ 时，取 $M/M_{eu} = 1.0$。

图 5-30 所示相关曲线的 A 点（M_f/M_{eu}，1）和 B 点（1，0.5）之间的曲线可用抛物线来表达，由此抛物线确定的验算式

$$\left(\frac{V}{0.5V_u} - 1\right)^2 + \frac{M - M_f}{M_{eu} - M_f} \leqslant 1$$

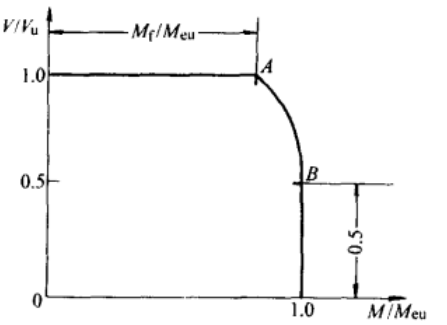


图 5-30　弯矩与剪力相关曲线

这样，在弯矩和剪力共同作用下梁的承载力如下：

当 $M/M_f \leqslant 1.0$ 时　　$V \leqslant V_u$　　(5-79a)

当 $V/V_u \leqslant 0.5$ 时　　$M \leqslant M_{eu}$　　(5-79b)

其他情况　　$$(\frac{V}{0.5V_u} - 1)^2 + \frac{M - M_f}{M_{eu} - M_f} \leqslant 1.0 \quad (5\text{-}79c)$$

$$M_f = (A_{f1}\frac{h_1^2}{h_2} + A_{f2}h_2)f \quad (5\text{-}80)$$

式中：M，V——梁的同一截面处同时产生的弯矩和剪力设计值（当 $V \leqslant 0.5V_u$，取 $V = 0.5V_u$；当 $M \leqslant M_f$，取 $M = M_f$）；

M_f——梁两翼缘所承担的弯矩设计值；

A_{f1}，h_1——较大翼缘的截面面积及其形心至梁中和轴距离；

A_{f2}，h_2——较小翼缘的截面面积及其形心至梁中和轴距离；

M_{eu}，V_u——梁抗弯和抗剪承载力设计值，分别按式（5-78）和（5-72）计算。

四、考虑腹板屈曲后强度组合梁的加劲肋的设计

当腹板仅配置支承加劲肋不能满足式（5-79）的要求时，应在腹板两侧成对配置中间横向加劲肋。腹板高厚比超过 $170\sqrt{235/f_y}$（受压翼缘扭转受到约束）或超过 $150\sqrt{235/f_y}$（受压翼缘扭转未受到约束）也可只设置横向加劲肋，其间距一般采用 $a = (1.0 \sim 1.5)h_0$。

1. 中间横向加劲肋

梁腹板在剪力作用下屈曲后以斜向张力场的形式继续承受剪力，梁的受力类似桁架，横向加劲肋相当于竖杆，张力场的水平分力在相邻区格腹板之间传递和平衡，而竖向分力则由加劲肋承担，为此，横向加劲肋应按轴心压杆计算其在腹板平面外的稳定，其轴力

$$N_s = V_u - h_w t_w \tau_{cr} \quad (5\text{-}81)$$

若中间横向加劲肋还承受固定集中荷载 F，则

$$N_s = V_u - h_w t_w \tau_{cr} + F \quad (5\text{-}82)$$

式中：V_u 按式（5-72）计算，τ_{cr} 按式（5-48）计算。

2. 支座加劲肋

利用腹板屈曲后强度时，支座加劲肋需要特别处理。因为支座加劲肋除承受支座反力 R 外，还要承受张力场斜拉力的水平分力，水平分力使加劲肋受弯。

由图 5-31（a），假设张力场倾角为 ϕ，ϕ 值由下式确定

$$\tan 2\phi = h_0/a = 1/\alpha$$

由 $\tan 2\phi = \dfrac{2\tan\phi}{1-\tan^2\phi}$ 可得　　$\tan\phi = \sqrt{1+\alpha^2} - \alpha$

拉力带的竖向分力　　$V_t = (\tau_u - \tau_{cr})\, t_w h_t$

而　　$h_t = h_0 - a\tan\phi = h_0\,(1 - a\tan\phi)$

拉力带水平分力

$$H = \frac{V_t}{\tan\phi} = (\tau_u - \tau_{cr}) A_w \frac{1 - a\tan\phi}{\tan\phi}$$

代入 $\tan\phi$ 和 a 的关系式可得

$$H_t = (\tau_u - \tau_{cr})\, A_w \sqrt{1+\alpha^2} \tag{5-83}$$

此力可近似地认为作用在距腹板上边缘 1/4 高度处。端加劲肋应按承受 H_t 和支座反力 R 的压弯构件计算其腹板平面外稳定性。如图 5-31（a）的构造方式，压弯构件的截面应包括相邻 $15t_w\sqrt{235/f_y}$ 宽的腹板。如采用图 5-3（b）的构造，即增加一块封头肋板，则加劲肋 1 可作为承受轴压力 R 的杆件计算，而封头肋板 2 的截面积应不小于

$$A_e = \frac{3h_0 H}{16ef} \tag{5-84}$$

式中：e ——肋板 1 和 2 之间的距离。

不设中间横向加劲肋的梁，在计算 H_t 力时，a 应取梁支座至跨内剪力为零点的距离，而不是梁的跨长。

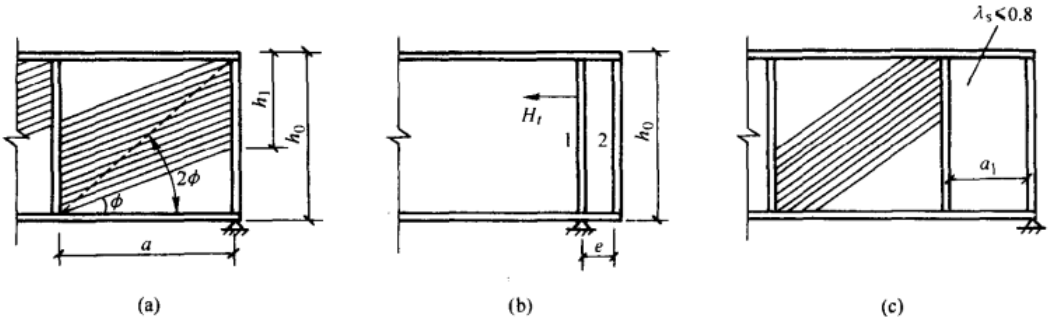


图 5-31　支座加劲肋

梁端构造处理的另一种方法就是缩小第一格区格的宽度 a_1，使此区格的通用高厚比 $\lambda_s \leqslant 0.8$，即不发生屈曲。第二个区格宽度较大，利用屈曲后强度的张力场的水平分力由整个第一格区格承担，影响不大。

[例题 5-3]　简支梁跨长 18 m，承受全跨均布荷载和两个三分点处的集中荷载（图 5-32），荷载设计值 $q = 66$ kN/m，$Q = 460$ kN，钢材为 16Mn，梁的截面尺寸为翼缘 2 - 440 × 20，腹板 1 - 1 600 × 12。在集中荷载作用处设置横向加劲肋。考虑腹板屈曲后强度，验算梁

的承载力是否满足要求。

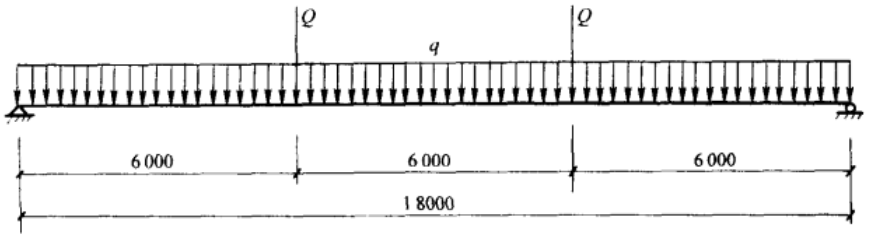


图 5-32　例题 5-3 图

[解]

(1) 跨中截面

最大弯矩　$M_1 = M_{max} = \frac{1}{8}ql^2 + \frac{1}{3}Ql = \frac{1}{8} \times 66 \times 18^2 + \frac{1}{3} \times 460 \times 18 = 5\ 433$ (kN·m)

剪力　$V_1 = 0$

截面惯性矩　$I_x = \frac{1}{12} \times 12 \times 1\ 600^3 + 2 \times 440 \times 20 \times 810^2 = 1.564 \times 10^{10}$ (mm^4)

$$w_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{1.564 \times 10^{10}}{820} = 1.907 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$$

受压翼缘扭转未受约束　$\lambda_b = \frac{h_0/t_w}{153}\sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{1\ 600/12}{153}\sqrt{\frac{345}{235}} = 1.06$

因 $0.85 < \lambda_b < 1.25$，$\rho = 1 - 0.82(\lambda_b - 0.85) = 1 - 0.82(1.06 - 0.85) = 0.828$

$$\alpha_e = 1 - \frac{(1-\rho)\ h_c^3 t_w}{2I_x} = 1 - \frac{(1-0.828)\ \times 800^3 \times 12}{2 \times 1.564 \times 10^{10}} = 0.966$$

$$M_{eu} = \gamma_x \alpha_e W_x f = 1.05 \times 0.966 \times 1.907 \times 10^7 \times 295$$

$$= 5.706 \times 10^9 \text{ (N·mm)} = 5\ 706 \text{ kN·m} > 5\ 433 \text{ kN·m}$$

$M_1 < M_{eu}$，承载力满足要求。

(2) 梁三分点处截面

弯矩　$M_2 = (Q + \frac{1}{2}ql)\frac{1}{3}l - \frac{1}{18}ql^2 = (460 + \frac{1}{2} \times 66 \times 18) \times \frac{1}{3} \times 18 - \frac{1}{18} \times 66 \times 18^2$

$= 5\ 136$(kN·m)

剪力　$V_2 = Q + \frac{1}{2}ql - \frac{1}{3}ql = 460 + \frac{1}{2} \times 66 \times 18 - \frac{1}{3} \times 66 \times 18 = 658$(kN)

计算抗剪极限承载力

$$\lambda_s = \frac{h_0/t_w}{41\sqrt{k_s}}\sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{1\ 600/12}{41\sqrt{5.34 + 4\ (1\ 600/6\ 000)^2}}\sqrt{\frac{345}{235}} = 1.66$$

因 $\lambda_s > 1.2$，$V_u = \frac{h_w t_w f_v}{\lambda_s^{1.2}} = \frac{1\ 600 \times 12 \times 180 \times 10^{-3}}{1.66^{1.2}} = 1\ 881$ (kN)

由于 $V_2 < 0.5V_u$，不影响弯曲承载力，而 $M_2 < M_{eu}$，此截面承载力满足要求。

(3) 梁端截面

$M_3 = 0$

$$V_3 = V_{max} = \frac{1}{2}ql + Q = \frac{1}{2} \times 66 \times 18 + 460 = 1\,054 \text{（kN）}$$

$$V_3 < V_u$$

所以梁端截面承载力满足要求。

第六节 型钢梁的设计

型钢梁中应用最广泛的是工字钢和 H 型钢。型钢梁设计一般应满足强度、整体稳定性和刚度的要求。型钢梁腹板和翼缘的宽厚比都较小，局部稳定常可得到保证，不需进行验算。

一、单向弯曲的型钢梁

单向弯曲型钢梁的设计比较简单，下面以普通工字钢梁为例，简述型钢梁的设计步骤。

（1）计算内力

根据已知梁的荷载设计值计算梁的最大弯矩 M_x 和剪力 V。

（2）计算需要的截面模量

当梁的整体稳定得到保证时，按抗弯刚度求出所需要的净截面模量

$$W_{nx} = \frac{M_x}{\gamma_x f}$$

当需要计算梁的整体稳定时

$$W_x = \frac{M_x}{\varphi_b f}$$

γ_x 可取 1.05，根据计算的截面模量查型钢表选用合适的型钢。

（3）抗弯强度验算

按式（5-4）计算，M_x 应包括所选型钢梁实际自重所产生的弯矩。W_{nx} 或 W_x 应为所选用型钢实际的截面模量。

（4）抗剪强度验算

按式（5-7）计算，或采用近似方法，忽略翼缘板的作用，按下式进行验算

$$\tau = \frac{V}{h_w t_w} \leqslant f_v \tag{5-85}$$

当梁的翼缘有削弱时应加大一些，可将 V 乘以系数 1.2～1.5。

（5）局部承压强度验算

按式（5-8）计算。若验算不满足，对于固定集中荷载可设置支承加劲肋，对于移动集中荷载则需重选腹板较厚的截面。

对于翼缘上承受均布荷载的梁，因腹板上边缘局部压应力不大，一般都忽略不计，不需进行局部承压强度的验算。

（6）折算应力的验算

按式（5-9）计算。

（7）整体稳定验算

需进行整体稳定计算的梁应进行此步骤。

（8）刚度验算

[例题 5-4]

一平台的梁格布置如图 5-33 所示。铺板为预制钢筋混凝土板，与次梁牢固焊接，恒荷载标准值（包括铺板自重）为 15 kN/m^2，静力活荷载标准值为 20 kN/m^2。钢材为 16Mn，焊条为 E50 型，手工焊。试选择次梁截面，并验算梁的强度和刚度。

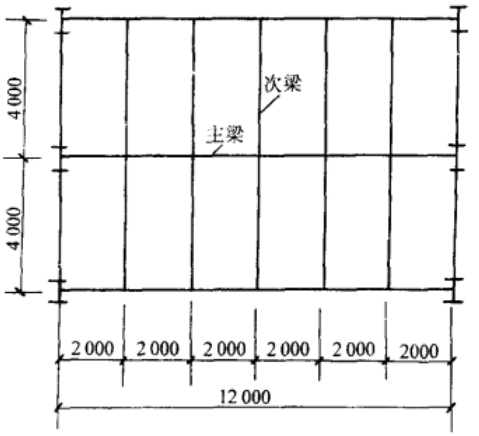


图 5-33　例题 5-4 图

[解]

（1）选择截面

估计次梁的自重为 0.5 kN/m。作用在次梁上的均布荷载

$$q = 1.2\times(15\times 2+0.5)+1.4\times 20\times 2$$
$$= 92.6\ (\text{kN/m})$$

梁跨中最大弯矩

$$M_x = \frac{1}{8}\times 92.6\times 4^2 = 185.2\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

梁的最大剪力（支座反力）$V = 92.6\times 2 = 185.2$（kN）

需要的净截面模量

$$W_{nx} = \frac{M_x}{\gamma_x f} = \frac{185.2\times 10^6}{1.05\times 310} = 568\ 971\ (\text{mm}^3) \approx 569\ \text{cm}^3$$

根据附表 7-1，截面选用 I32a，$W_x = 692\ \text{cm}^3$，$I_x = 11\ 080\ \text{cm}^4$，$S = \frac{11\ 080}{27.7} = 400.0\ (\text{cm}^3)$

自重为 $52.7\times 9.81 = 517$（N/m），与估计值 0.5 kN/m 相近。

（2）截面强度验算

弯曲应力

$$\sigma = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{185.2\times 10^6}{1.05\times 692\times 10^3} = 254.9\ (\text{N/mm}^2) < f = 310\ \text{N/mm}^2$$

剪应力

$$\frac{VS}{I_x t_w} = \frac{185.2\times 10^3\times 400\ 000}{11\ 080\times 10^4\times 9.5} = 70.4\ (\text{N/mm}^2) < f_v = 180\ \text{N/mm}^2$$

假定支座处支承长度 $a = 150$ mm，由附表 7-1 查得 $h_y = R + t = 11.5 + 15 = 26.5$（mm），腹板厚度 $t_w = 9.5$ mm，则

支座处局部承压应力

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} = \frac{1.0\times 185\ 200}{9.5\times(150+5\times 26.5)} = 69.0\ (\text{N/mm}^2) < f = 310\ \text{N/mm}^2$$

所选截面强度满足要求。

（3）刚度验算

根据附表 2，已知容许挠度为 $\frac{l}{250}$。

荷载的标准值

$$q = (15 + 20) \times 2 + 0.5 = 70.5\ (\text{kN/m})$$

$$\frac{v}{l} = \frac{5}{384} \times \frac{ql^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{70\,500 \times 10^{-3} \times 4\,000^3}{206 \times 10^3 \times 110\,80 \times 10^4} = \frac{1}{389} < \left[\frac{v}{l}\right] = \frac{1}{250}$$

所选截面刚度满足要求。

二、双向弯曲型钢梁

双向弯曲型钢梁承受两个主平面方向的荷载，设计方法与单向弯曲型钢梁相同，应考虑抗弯强度、整体稳定和刚度等的计算，剪应力和局部稳定一般不必计算，局部压应力只有在承受较大集中荷载或支座反力时方需验算。

双向弯曲梁的抗弯强度按式（5-5）计算，即

$$\sigma = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leqslant f$$

双向弯曲梁的整体稳定的理论分析较为复杂，一般按经验近似公式计算，《钢结构设计规范》规定双向受弯的 H 型钢或工字钢截面梁应按下式计算整体稳定

$$\sigma = \frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y} \leqslant f \tag{5-86}$$

式中：φ_b ——绕强轴（x 轴）弯曲所确定的梁整体稳定系数。

设计时应尽量满足不需计算整体稳定的条件，这样可按抗弯强度条件选择型钢截面，由式（5-5）可得

$$W_{nx} = \left(M_x + \frac{\gamma_x W_{nx}}{\gamma_y W_{ny}} M_y\right) \frac{1}{\gamma_x f} = \frac{M_x + \alpha M_y}{\gamma_x f} \tag{5-87}$$

对小型号的型钢，可近似取 $\alpha = 6$（窄翼缘 H 型钢和工字钢）或 $\alpha = 5$（槽钢）。

双向弯曲型钢梁最常用于檩条，其截面一般为 H 型钢（跨度较大时）、槽钢（跨度较小时）或冷弯薄壁 Z 形钢（跨度不大且为轻型屋面时）等。型钢的腹板垂直于屋面放置，因而竖向线荷载 q 可分解为垂直于截面两个主轴 x 轴和 y 轴的分量荷载 $q_x = q\cos\varphi$ 和 $q_y = q\cos\varphi$（图 5-34），从而引起双向弯曲。

槽钢和 Z 形钢檩条通常用于屋面坡度较大的情况，为了减少其侧向弯矩，提高檩条的承载能力，一般在跨中平行于屋面设置 1～2 道拉条（图 5-35），檩条侧向跨度缩至 1/3～1/2 的连续梁。通常是跨度 $l \leqslant 6$ m 时，设置一道拉条；$l > 6$ m 时设置两道拉条。

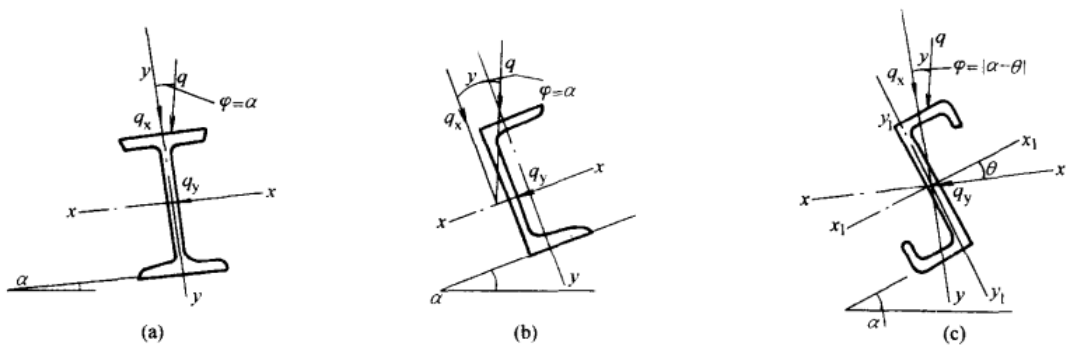


图 5-34 檩条的计算简图

拉条把檩条平行于屋面的反力向上传递，直到屋脊上左右坡面的力互相平衡（图 5-35（a））。为使传力更好，常在顶部区格（或天窗两侧区格）设置斜拉条和撑杆，将坡向力传至屋架（图 5-35（b）～（f））。Z 形檩条的主轴倾斜角 θ 可能接近或超过屋面坡角，拉力是向上还是向下，并不十分确定，故除在屋脊处（或天窗架两侧）用上述方法固定外，还应在檐檩处设置斜拉条和撑杆（图 5-35（e））或将拉条连于刚度较大的承重天沟或圈梁上（图 5-35（f）），以防止 Z 形檩条向上倾覆。

拉条应设置于距檩条顶部 30～40 mm 处（图 5-35（g））。拉条不但减少檩条的侧向弯矩，且大大增强檩条的整体稳定，可以认为设置拉条的檩条不必计算整体稳定。另外屋面板刚度较大且与檩条连接牢固时，也不必计算整体稳定。

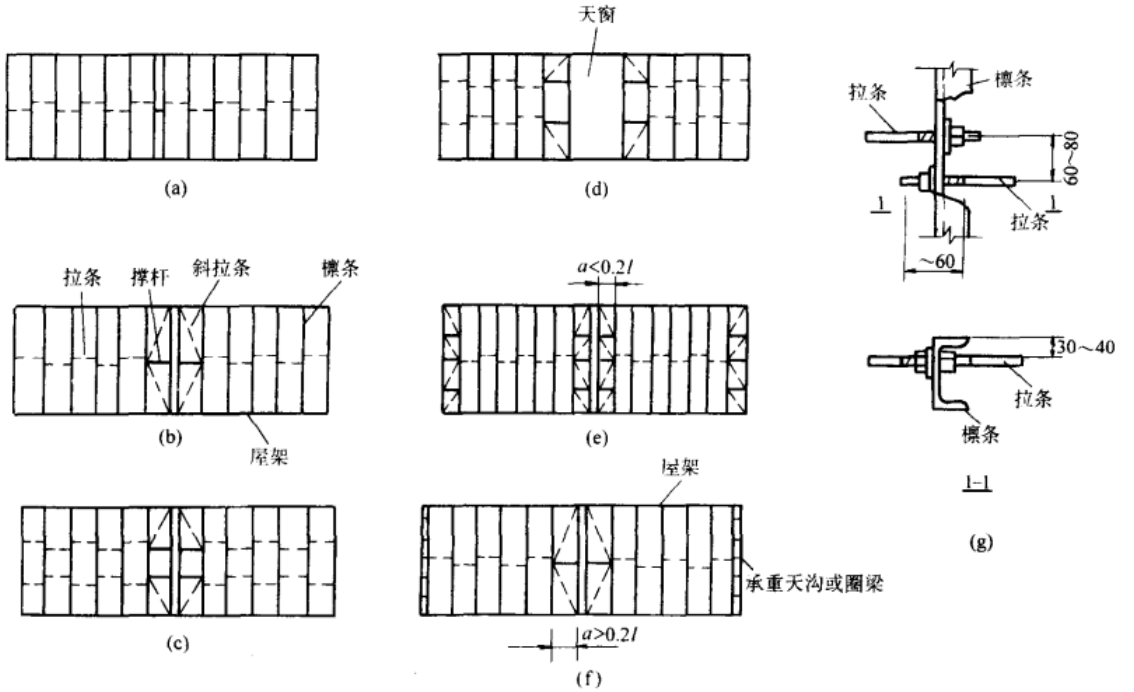


图 5-35　檩间拉条

檩条的支座处应有足够的侧向约束，一般每端采用两个螺栓连于预先焊在屋架上弦的短角钢上（图 5-36）。H 型钢檩条宜在连接处将下翼缘切去一半，以便于与支承短角钢相连（图 5-36（a））；H 型钢的翼缘宽度较大时，可直接用螺栓连于屋架上，但宜设置支座加劲肋，以加强檩条端部的抗拉能力。短角钢的垂直高度不宜小于檩条截面高度的 3/4。

设计檩条时，按水平投影面积计算的屋面活荷载标准值取 0.5 kN/m^2（当受荷水平投影面积超过 60 m^2 时，可取为 0.3 kN/m^2）。此荷载不与雪荷载同时考虑，取两者较大值。积灰荷载应与屋面均布活荷载或雪荷载同时考虑。

在屋面天沟、阴角、天窗挡风板内，高低跨相接等处的雪荷载和积灰荷载应考虑荷载增大系数。对设有自由锻锤、铸件水爆池等振动较大设备的厂房，应考虑竖向振动的影响，应将屋面总荷载增大 10%～15%。

雪荷载、积灰荷载、风荷载以及增大系数和组合值系数等应按《建筑结构荷载规范》的规定采用。

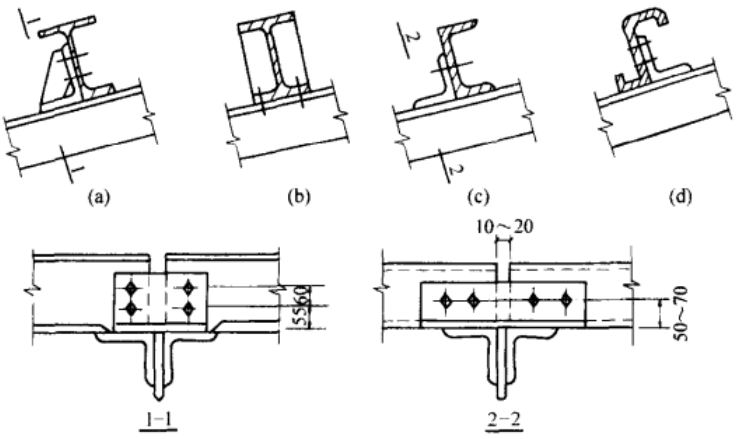


图 5-36 檩条与屋架弦杆的连接

[例题 5-5] 设计一支承波形石棉瓦屋面的檩条，屋面坡度 1/2.5，无雪荷载和积灰荷载。檩条跨度为 6 m，水平间距为 0.79 m（沿屋面坡向间距为 0.851 m），跨中设置一道拉条，采用槽钢截面，钢材为 Q235B。波形石棉瓦自重 0.20 kN/m²（坡向），预估檩条（包括拉条）自重 0.15 kN/m；可变荷载无雪荷载，但屋面均布荷载为 0.50 kN/m²（水平投影面）。

[解]

檩条线荷载标准值

$$q_k = 0.2 \times 0.851 + 0.15 + 0.5 \times 0.79 = 0.715\ (\text{kN/m}) = 0.715\ \text{N/mm}$$

线荷载设计值（只考虑可变荷载为主的组合）

$$q = 1.2\ (0.2 \times 0.851 + 0.15) + 1.4 \times 0.5 \times 0.79 = 0.937\ (\text{kN/m})$$

$$q_x = 0.937 \times 2.5/\sqrt{2.5^2 + 1^2} = 0.937 \times 2.5/\sqrt{7.25} = 0.870\ (\text{kN/m})$$

$$q_y = 0.937 \times 1/\sqrt{7.25} = 0.348\ (\text{kN/m})$$

弯矩设计值（图 5-37）

$$M_x = \frac{1}{8} \times 0.870 \times 6^2 = 3.915\ (\text{kN·m})$$

$$M_y = \frac{1}{8} \times 0.348 \times 3^2 = 0.392\ (\text{kN·m})$$

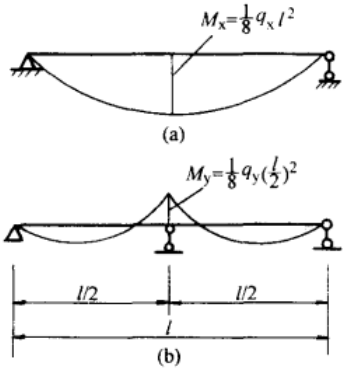


图 5-37 例题 5-5 图

由抗弯强度要求的截面模量近似值

$$W_{nx} = \frac{M_x + \alpha M_y}{\gamma_x f} = \frac{(3.915 + 5 \times 0.392) \times 10^6}{1.05 \times 215}$$

$$= 26.02 \times 10^3\ (\text{mm}^3)$$

选用[10，自重 0.10 kN/m（加拉条重后与假设基本相符）。截面几何特性：$W_x = 39.7\ \text{cm}^3$，$W_y = 7.8\ \text{cm}^3$，$I_x = 198\ \text{cm}^4$，$i_x = 3.94\ \text{cm}$，$i_y = 1.42\ \text{cm}$。

因有拉条，不必验算整体稳定，按式（5-5）验算强度

$$\sigma = \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} = \frac{3.915 \times 10^6}{1.05 \times 39.7 \times 10^3} + \frac{0.392 \times 10^6}{1.2 \times 7.8 \times 10^3} = 135.8\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2$$

验算垂直于屋面方向的挠度

$$\frac{v}{l}=\frac{5}{384}\times\frac{q_{kx}l^3}{EI_x}=\frac{5}{384}\times\frac{0.715\times2.5/\sqrt{7.25}\times6\,000^3}{206\times10^3\times198\times10^4}=\frac{1}{218}<\frac{[v]}{l}=\frac{1}{150}$$

作为屋架上弦平面支撑的横杆或刚性撑杆的檩条，应验算其长细比

$$\lambda_x=\frac{600}{3.94}=152.3<[\lambda]=200$$

$$\lambda_y=\frac{300}{1.42}=211.3>[\lambda]=200$$

故知此种檩条在坡向的刚度不足，可焊小角钢（图 5-38）予以加强，不作支撑横杆或刚性系杆的一般檩条不必加强。为了施工简便也可将檩条改为[12.6（$i_y=1.56$），则檩条不必加强。



图 5-38　例题 5-5 图

第七节　梁的拼接和连接

一、梁的拼接

梁的拼接分为工厂拼接和工地拼接两种。由于钢材规格和现有钢材尺寸的限制，必须将钢材进行拼接，这种拼接通常在工厂完成，称为工厂拼接。由于运输或安装条件的限制，梁必须分段运输，然后在工地进行拼装连接，称为工地拼接。

型钢梁的拼接可采用对接焊缝连接（图 5-39（a）），但由于翼缘与腹板连接处不易焊透，故有时采用拼接板拼接（图 5-39（b））。拼接位置均宜设在弯矩较小处。

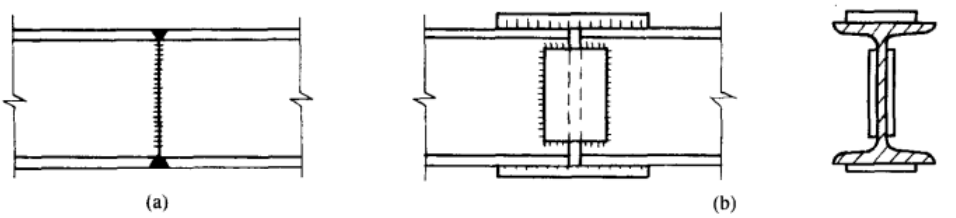


图 5-39　型钢梁的拼接

焊接组合梁的工厂拼接，翼缘和腹板的拼接位置最好错开并用直对接焊缝相连。腹板的拼接焊缝与横向加劲肋之间至少应相距 $10t_w$（图 5-40）。对接焊缝施焊时宜加引弧板，并采用一级或二级焊缝，这样焊缝可与主体金属等强。

梁的工地拼接应使翼缘和腹板基本上在同一截面处断开，以便分段运输。为了便于焊接应将上、下翼缘的拼接边缘均制成向上开口的 V 形坡口，并采用引弧板施焊。为了便于在工地拼装和施焊，并减少焊接残余应力，工厂制造时，应把拼接缝两侧各约 500 mm 范围内的上、下翼缘与腹板的焊缝待到工地拼装后再行施焊（图 5-41）。为了避免焊缝集中，在同一截面可将翼缘和腹板的接头适当错开（图 5-41（b）），运输过程中应特别保护突出部分，以免碰损。

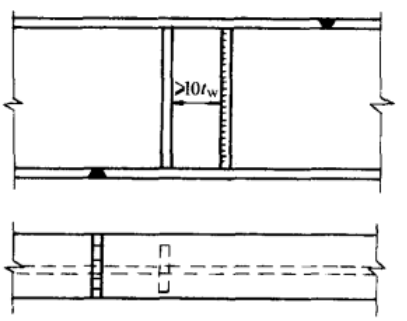


图 5-40　组合梁的工厂拼接

由于现场施焊条件较差，焊缝质量难于保证，所以较重要或受动力荷载的大型梁，其工地拼接宜采用高强度螺栓（图 5-42）。

当梁拼接处的对接焊缝不能与主体金属等强时，例如采用三级对接焊缝，应对受拉区翼缘焊缝进行计算，使拼接处弯曲拉应力不超过焊缝抗拉强度设计值。对用拼接板的接头，应按等强度原则进行设计。

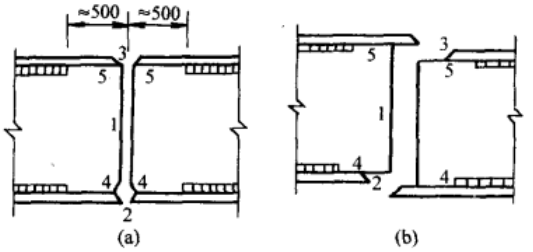


图 5-41 组合梁的工地拼接

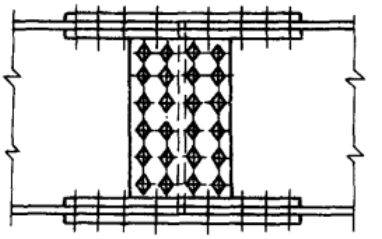


图 5-42 采用高强度螺栓的工地拼接

翼缘拼接板及其连接所承受的内力 N，为翼缘板的最大承载力

$$N_1 = A_{fn} f \tag{5-88}$$

式中：A_{fn}——被拼接的翼缘板净截面积。

腹板拼接板及其连接，主要承受梁截面上的全部剪力 V 以及按刚度分配的弯矩

$$M_w = M \frac{I_w}{I} \tag{5-89}$$

式中：I_w——腹板截面惯性矩；

I——整个梁截面的惯性矩。

[**例题 5-6**] 图 5-43（a）所示为梁的焊接工地拼接。拼接所在截面上的弯矩设计值 $M = 1\,410$ kN·m，剪力设计值 $V = 275$ kN。梁截面如图 5-43（b）所示，钢材为 Q235 B，焊条为 E43 型，手工焊，焊缝质量为三级。试验算此拼接的强度。

[**解**]

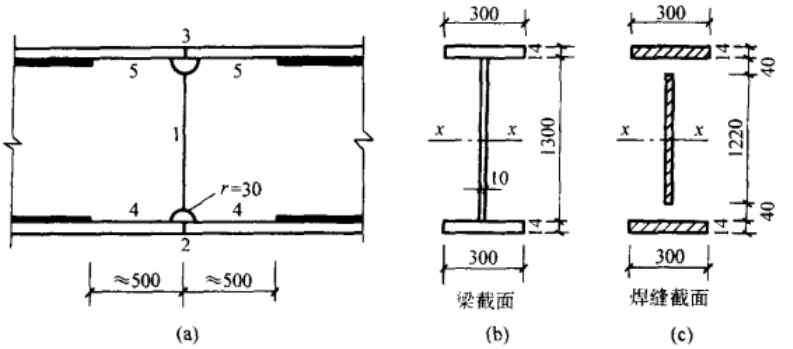


图 5-43 例题 5-6 图

为了便于翼缘焊缝的施焊，在拼接处截面的腹板上、下端各开一半圆孔，半径 $r = 30$ mm。上、下翼缘板拼接采用 V 形坡口对接焊缝，应用引弧板施焊，并在焊根处设垫板。腹板采用 I 形焊缝，不应用引弧板。工地施焊程序：首先是腹板拼接焊缝，再依次为下翼缘板和上翼缘板的拼接焊缝，最后为留下未焊的翼缘与腹板的连接焊缝，如图 5-43（a）中的 1→2→3→4→5 的次序。

（1）焊缝有效截面的几何特性

焊缝有效截面的面积：

翼缘焊缝　$A_{w1}=1.4\times30\times2=84\ (\text{cm}^2)$

腹板焊缝　$A_{w2}=1.0\times122=122\ (\text{cm}^2)$

$$A_w=A_{w1}+A_{w2}=206\ (\text{cm}^2)$$

焊缝有效截面的惯性矩和模量

$$I_w=2\times1.4\times30\times65.7^2+\frac{1}{12}\times1.0\times122^3=513\ 906\ (\text{cm}^4)$$

$$W_w=\frac{513\ 906}{66.4}=7\ 740\ (\text{cm}^3)$$

（2）拼接焊缝的强度验算

翼缘焊缝最大弯曲应力

$$\sigma=\frac{M}{W_w}=\frac{1\ 410\times10^6}{7\ 740\times10^3}=182.2\ (\text{N/mm}^2)\ <f_t^w=185\ \text{N/mm}^2$$

腹板焊缝的最大弯曲应力

$$\sigma_1=\frac{M}{I_w}y_1=\frac{1\ 410\times10^6}{513\ 906\times10^4}\times\frac{1\ 220}{2}=167.4\ (\text{N/mm}^2)$$

剪力假定全部由腹板焊缝平均承受，腹板平均剪应力

$$\tau=\frac{V}{A_{w2}}=\frac{275\times10^3}{122\times10^2}=22.5\ (\text{N/mm}^2)\ <f_v^w=125\ \text{N/mm}^2$$

腹板端部焊缝中的折算应力

$$\sqrt{\sigma_1^2+3\tau^2}=\sqrt{167.4^2+3\times22.5^2}=171.9\ (\text{N/mm}^2)$$

$$<1.1f_t^w=1.1\times185=203.5\ (\text{N/mm}^2)$$

拼接焊缝的强度满足设计要求。

[例题 5-7]　图 5-44（a）所示焊接工字梁，在跨中断开，假定该截面承受的 $M=920\ \text{kN·m}$，$V=88\ \text{kN}$，钢材为 Q235，采用高强度螺栓摩擦型连接，螺栓为 8.8 级 M20，板件接触面经喷砂处理，要求进行其工地拼接设计。

[解]

（1）翼缘板拼接

螺栓孔径取 $d_0=21.5\ \text{mm}$，翼缘板的净截面面积

$$A_n=(28-2\times2.15)\times1.4=33.2\ (\text{cm}^2)$$

翼缘板所能承受的轴向力设计值

$$N=A_nf=33.2\times10^2\times215\times10^{-3}=713.8\ (\text{kN})$$

一个高强度螺栓的抗剪承载力设计值

$$N_v^b=0.9n_f\mu P=0.9\times2\times0.45\times125=101.3\ (\text{kN})$$

需要螺栓数目

$$n=\frac{713.8}{101.3}=7.04\ (\text{个})，\text{取}\ n=8\ \text{个}。$$

翼缘拼接板的截面采用

$$1-8\times280\times610$$

$$2-8\times120\times610$$

（2）腹板拼接

梁的毛截面惯性矩

$$I = \frac{0.8\times 100^3}{12} + 2\times 28\times 1.4\times\left(\frac{100}{2}+0.7\right)^2$$

$$= 66\ 667 + 201\ 526 = 268\ 193\ (\text{cm}^4)$$

腹板的毛截面惯性矩

$$I_w = 66\ 667\ \text{cm}^4$$

腹板所分担的弯矩

$$M_w = \frac{I_w}{I}M = \frac{66\ 667}{268\ 193}\times 920$$

$$= 228.7\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

初步选用腹板拼接板为 $2-6\times 330\times 980$，在腹板拼接缝每侧排两列螺栓，共采用 22 个高强度螺栓，排列如图 5-44（b）所示。

每个高强度螺栓所承受的竖向剪力

$$V_1 = \frac{V}{n} = \frac{88}{22} = 4\ (\text{kN})$$

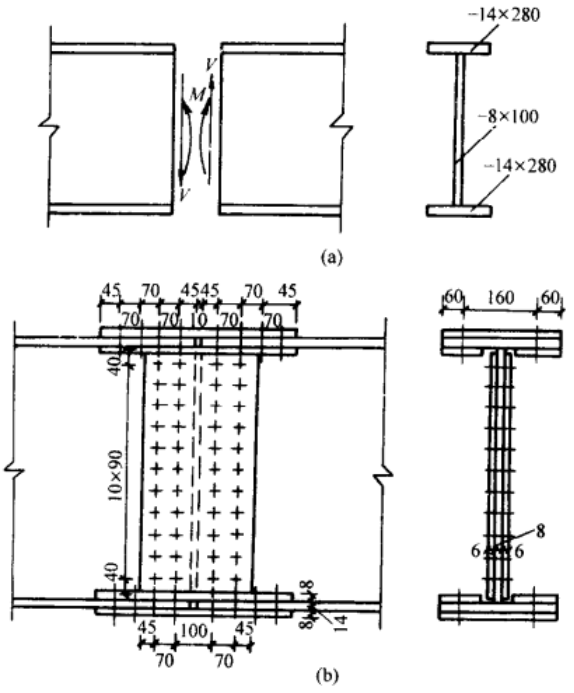


图 5-44 例题 5-7 图

在弯矩作用下，受力最大螺栓所受的水平剪力

$$T_1 = \frac{M_w y_1}{\sum y_i^2} = \frac{228.7\times 10^2\times 45}{4\times(45^2+36^2+27^2+18^2+9^2)} = 57.8\ (\text{kN})$$

$$< 101.3\times\frac{90}{102.8} = 88.7\ (\text{kN})$$

$$N_1 = \sqrt{T_1^2+V_1^2} = \sqrt{57.8^2+4^2} = 57.9\ (\text{kN}) < N_v^b = 101.3\ \text{kN}$$

计算结果表明，螺栓数量偏多，但因受到螺栓最大容许距离 $12t = 12\times 8 = 96$（mm）的限制，故螺栓数量不再减少。

（3）净截面强度验算

近似地将受压与受拉翼缘孔眼面积同样扣除，则其净截面仍为双轴对称截面，可使计算更为简便。

孔眼面积的惯性矩（计算中忽略各孔眼对本身形心轴的惯性矩）

$$I_h = 4\times 1.4\times 2.15\times\frac{101.4^2}{4} + 2\times 0.8\times 2.15\ (45^2+36^2+27^2+18^2+9^2)$$

$$= 30\ 948.7 + 15\ 325.2 \approx 46\ 274\ (\text{cm}^4)$$

梁的净截面惯性矩

$$I_n = I - I_h = 268\ 193 - 46\ 274 = 221\ 919\ (\text{cm}^4)$$

$$W_{nx} = \frac{221\ 919}{51.4} = 4\ 317\ (\text{cm}^3)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_{nx}} = \frac{920\times 10^6}{4\ 317\times 10^3} = 213.1\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

在以上验算中，为简化计算且稍偏于安全，均未考虑孔前传力影响。

腹板拼接板验算

$$I_{ws}=2\times\frac{0.6\times98^3}{12}-4\times0.6\times2.15\ (45^2+36^2+27^2+18^2+9^2)$$

$$=94\ 119.2-22\ 987.8\approx71\ 131\ (\text{cm}^4)$$

$$W_{ws}=\frac{71\ 131}{49}=1\ 451.7\ (\text{cm}^3)$$

$$\sigma=\frac{M_w}{W_{ws}}=\frac{228.7\times10^6}{1\ 451.7\times10^3}=157.5\ (\text{N/mm}^2)\ <f=215\ \text{N/mm}^2$$

两块拼接板的净截面面积

$$A_{wsn}=2\times0.6\times98-2\times11\times0.6\times2.15=89.2\ (\text{cm}^2)$$

净截面上平均剪应力

$$\tau=\frac{V}{A_{wsn}}=\frac{88\times10^3}{89.2\times10^2}=9.9\ (\text{N/mm}^2)\ <f_v=125\ \text{N/mm}^2$$

所以，拼接设计满足要求。

二、次梁与主梁的连接

次梁与主梁的连接形式有叠接和平接两种。

叠接（图 5-45）是将次梁置于主梁上面，采用螺栓或焊缝连接，构造简单，但需要的结构高度大，其应用常受到限制。图 5-45（a）是次梁为简支梁时与主梁连接的构造，图 5-45（b）是次梁为连续梁时与主梁连接的构造示例。如次梁截面较大时，应另采取构造措施防止支承处截面的扭转。

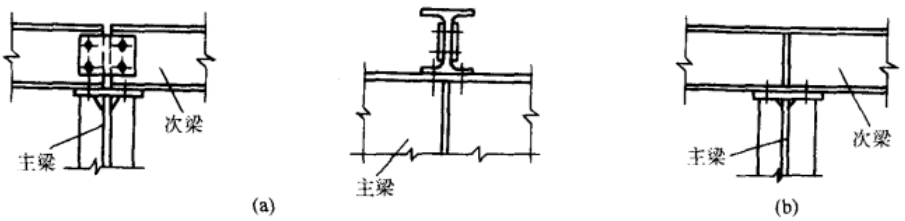


图 5-45　次梁与主梁的叠接

平接（图 5-46）是使次梁顶面与主梁顶面相平或接近，从侧面与主梁的加劲肋或腹板上专门设置的短角钢或承托相连接。图 5-46（a）、（b）、（c）是次梁为简支梁时与主梁连接的构造，图 5-46（d）是次梁为连续梁时与主梁连接的构造。平接虽构造复杂，但可降低结构高度，在实际工程中应用较广泛。

每一种连接构造都要将次梁支座的反力传给主梁，实质上这些支座反力就是主梁的剪力。而梁腹板的主要作用是抗剪，所以应将次梁腹板连于主梁的腹板上，或连于与主梁腹板相连的铅垂方向抗剪刚度较大的加劲肋上或承托的竖直板上。在次梁支座压力作用下，按传力的大小计算连接焊缝或螺栓的强度。由于主、次梁翼缘及承托水平板的外伸部分在铅垂方向的抗剪强度较小，分析受力时不考虑它们传给次梁的支座压力。在图 5-46（c）、（d）中，次梁支座压力 V 先由焊缝①传给支托竖直板，然后由焊缝②传给主梁腹板。在其他的连接构造中，支座压力的传递途径与此相似，不一一分析。具体计算时，在形式上可不考虑偏心作用，而将次梁支座压力增大 20%～30%，以考虑实际上存在偏心的影响。

对于刚接构造，次梁与次梁之间还要传递支座弯矩。图 5-45（b）的次梁本身是连续的，

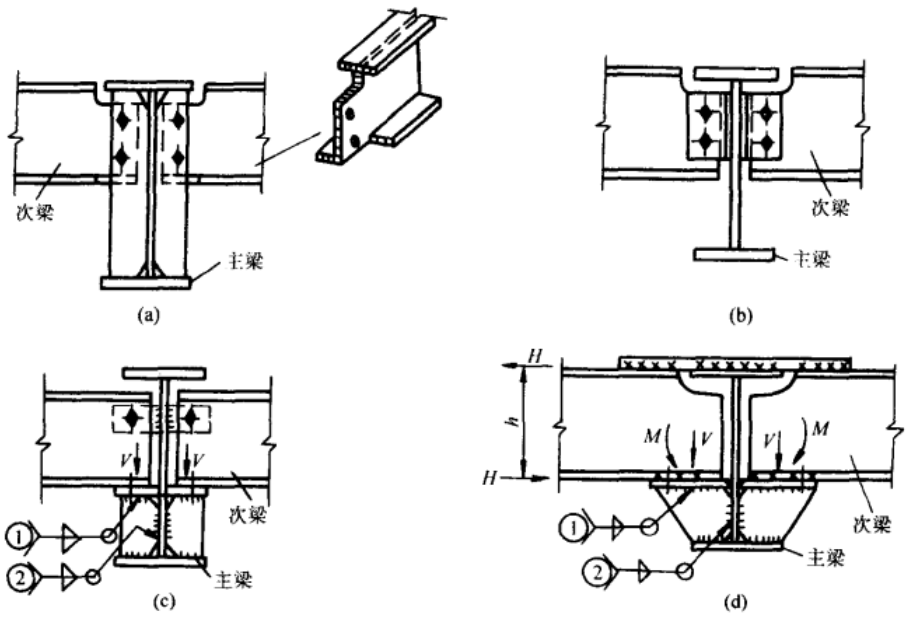


图 5-46 次梁与主梁的平接

支座弯矩可以直接传递，不必计算。图 5-46（d）主梁两侧的次梁是断开的，支座弯矩靠焊接连接的次梁上翼缘盖板、下翼缘承托水平顶板传递。由于梁的翼缘承受弯矩的大部分，所以连接盖板的截面及其焊缝可按承受水平力偶 $H = M/h$ 计算（M 为次梁支座弯矩，h 为次梁高度）。承托顶板与主梁腹板的连接焊缝也按力 H 计算。

[例题 5-8] 一工作平台的主次梁截面如图 5-47 所示，次梁的支座反力为 $R = 90.95$ kN，钢材为 Q235，拟将次梁连接在主梁侧面的加劲肋上，连接方法采用高强度螺栓摩擦型连接，试设计此工作平台的主次梁连接。

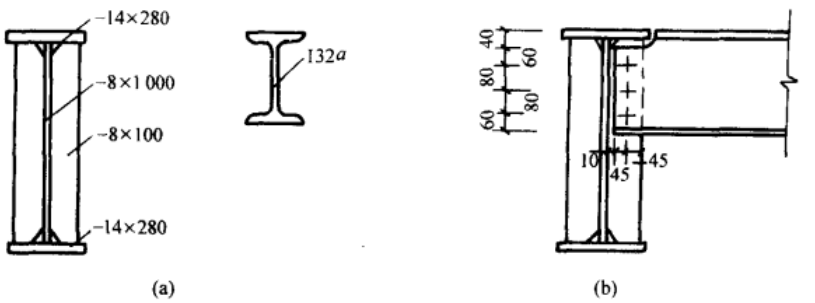


图 5-47 例题 5-8 图

[解]

高强度螺栓采用 M20，10.9 级，孔径为 21.5 mm，安装时用钢丝刷清除浮锈。

一个高强度螺栓的抗剪承载力设计值

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.3 \times 155 = 41.9 \text{（kN）}$$

所需螺栓数量

$$n = \frac{1.3 \times 90\,950}{41.9 \times 10^3} = 2.8 \text{（个），取 } n = 3 \text{ 个。}$$

式中的 1.3 为考虑连接处约束作用，将次梁反力 R 加大的系数。

螺栓排列如图 5-47（b）所示。螺栓间距、端距及边距均满足容许距离的要求。

次梁端部抗剪强度验算，稍偏于安全，验算近似按下式

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{90\,950}{(280 - 3 \times 21.5) \times 9.5} = 66.6(\mathrm{N/mm^2}) < f_v = 125\ \mathrm{N/mm^2}(\text{满足要求})$$

第八节　组合梁的设计

一、截面选择

组合梁一般常用两块翼缘板和一块腹板焊接成双轴对称工字形截面（图 5-48）。设计人员可根据已知设计条件，适当选择翼缘板和腹板的尺寸，得到比较经济合理的截面设计。

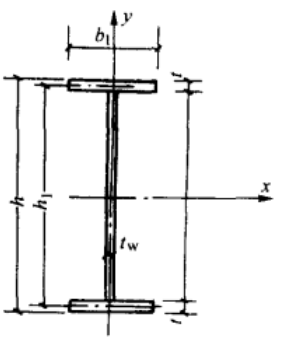


图 5-48　组合梁截面

1. 截面高度

梁的截面高度是组合梁截面的一个最重要的尺寸，可依下面三个条件选择决定。

（1）容许最大高度 h_{max}

梁的截面高度必须满足净空要求，亦即梁高度不能超过建筑设计或工艺设备需要的净空所允许的限值。依此条件所决定的截面高度常称为容许最大高度 h_{max}。

（2）容许最小高度 h_{min}

一般依刚度条件决定，即应使梁在全部荷载标准值作用下的挠度 v 不大于容许挠度 $[v]$。以 $\sigma_k = M_k h/(2I_x)$ 代入式（5-12），得

$$\frac{v}{l} \approx \frac{M_k l}{10EI_x} = \frac{\sigma_k l}{5Eh} \leqslant \frac{[v]}{l}$$

式中：σ_k ——全部荷载标准值产生的最大弯曲正应力。

若梁的抗弯强度 σ 接近设计强度 f，可令 $\sigma_k = f/1.3$，这里 1.3 为近似的平均荷载分项系数。由此得梁的最小高跨比的计算式

$$\frac{h_{min}}{l} = \frac{\sigma_k l}{5E\ [v]} = \frac{f}{1.34 \times 10^6} \frac{l}{[v]} \tag{5-90}$$

由式（5-90）可见，梁的容许挠度要求愈严格，则梁所需截面高度愈大。钢材的强度愈高，梁所需截面高度亦愈大。

（3）经济高度 h_e

一般来说，梁的高度大，腹板用钢量增多，而翼缘板用钢量相对减少；梁的高度小，则情况相反。最经济的截面高度应使梁的总用钢量为最小。设计时可参照下列经济高度的经验公式初选截面高度

$$h_e = 7\sqrt[3]{W_x} - 300 \text{ (mm)} \tag{5-91}$$

式中：W_x ——梁所需要的截面模量，$W_x = \dfrac{M_x}{\gamma_x f}$。

根据上述三个条件，实际所取用的梁高 h 一般应满足

$$h_{min} \leqslant h \leqslant h_{max}$$

$$h \approx h_e$$

2. 腹板高度 h_w

梁翼缘板的厚度 t 相对较小，腹板高度 h_w 较梁高 h 小得不多。因此，当梁的截面高度 h 初步确定后，梁的腹板高度 h_w 可取稍小于梁高 h 的数值，并尽可能考虑钢板的规格尺寸，将腹板高度 h_w 取为 50 mm 的整数倍。

3. 腹板厚度 t_w

梁的腹板主要承受剪力作用，可根据梁端最大剪力确定所需腹板厚度。在梁端翼缘有削弱的情况下，可取

$$t_w = \frac{1.2V}{h_w f_v} \tag{5-92}$$

根据最大剪力所算得的 t_w 一般较小。设计时，腹板厚度亦可用下列经验公式估算

$$t_w = \frac{\sqrt{h_w}}{3.5} \tag{5-93}$$

式中，t_w 和 h_w 的单位均以 mm 计。

实际采用的腹板厚度应考虑钢板的规格，一般为 2 mm 的整数倍。对于承受静力荷载的板厚度取值宜比上两式的计算值略小；对考虑腹板屈曲后强度的梁，腹板厚度可更小，但腹板高厚比不宜超过 $250\sqrt{235/f_y}$。

4. 翼缘板尺寸

翼缘板尺寸可以根据需要的截面模量和腹板截面尺寸计算。根据图 5-48 可以得出梁的截面惯性矩

$$I_x = \frac{1}{12}t_w h_w^3 + 2b_1 t\left(\frac{h_1}{2}\right)^2$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{1}{6}t_w\frac{h_w^3}{h} + b_1 t\frac{h_1^2}{h}$$

初选截面时可取 $h \approx h_1 \approx h_w$，则上式为

$$W_x = \frac{t_w h_w^2}{6} + b_1 t h_w$$

因此可得

$$b_1 t = \frac{W_x}{h_w} - \frac{t_w h_w}{6} \tag{5-94}$$

根据式（5-94）可以算出一个翼缘板需要的面积 $b_1 t$，再选定翼缘板宽度 b_1 和厚度 t 中的任一数值，即可求得其中的另一数值。一般翼缘宽度 b_1 的范围为

$$\frac{h}{2.5} > b_1 > \frac{h}{6} \tag{5-95}$$

这样，可以根据使用要求初选宽度 b_1，再求出厚度 t。因为式（5-94）中均用腹板高度 h_w 代替 h 和 h_1，使所求得的 $b_1 t$ 并不准确，因此按上述步骤求得的厚度 t 可根据钢材规格选用与之相近的厚度，再根据式（5-94）对宽度进行调整，然后对截面进行验算。当宽度 b_1 和厚度 t 初步选出后，首先应检查是否满足局部稳定要求，梁受压翼缘的外伸宽度 b 与厚度 t 的比值应满足

$$\frac{b}{t} \leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

若能把 b/t 限制在 $13\sqrt{235/f_y}$ 以内，则可以使部分截面发展塑性（取 $\gamma_x = 1.05$），往往可取得较经济的效果。

二、截面验算

首先根据初选的截面尺寸进行实际截面的几何特性计算，如截面惯性矩、截面模量和截面面积矩等，然后按照与型钢梁截面验算基本相同的方法进行下列各项验算。验算中应注意，如初选截面时未包括自重作用，则此时应加入梁自重所产生的内力。

1）抗弯强度验算；
2）抗剪强度验算；
3）局部承压强度验算；
4）折算应力验算；
5）整体稳定验算；
6）局部稳定验算；
7）刚度验算；
8）对于承受动力荷载作用的梁，必要时应按《钢结构设计规范》规定进行疲劳验算。

三、组合梁截面沿长度的改变

梁的弯矩沿梁的长度方向是变化的，因此梁的截面如能随弯矩的变化而变化，则可节约钢材。对跨度较小的梁，加工量增加，不宜改变截面。

单层翼缘板的焊接梁改变截面时，宜改变翼缘板的宽度（图 5-49）而不改变其厚度。

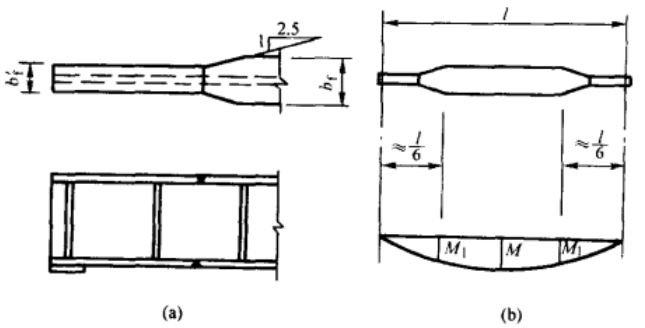


图 5-49　梁翼缘宽度的改变

梁改变一次截面可节约钢材约 10% ~ 20%。如再改变一次，可再节约 3% ~ 4%，效果不显著。为了便于制造，一般只改变一次截面。

对承受均布荷载的梁，截面改变位置在距支座 $l/6$ 处（图 5-49（b））最有利。较窄翼缘板宽度 b_f' 应由截面开始改变处的弯矩 M_1 确定。为了减少应力集中，宽板应从截面开始改变处向一侧以不大于 1:2.5（动力荷载时不大于 1:4）的斜度放坡，然后与窄板对接。多层翼缘板的梁，可用切断外层板的办法来改变梁的截面（图 5-50）。理论切断点的位置可由计算确定。为了保证被切断的翼缘板在理论切断处能正常参加工作，其外伸长度 l_1 应满足下列要求。

端部有正面角焊缝：

当 $h_f \geqslant 0.75t_1$ 时，$l_1 \geqslant b_1$；

当 $h_f < 0.75t_1$ 时，$l_1 \geqslant 1.5b_1$。

端部无正面角焊缝：$l_1 \geqslant 2b_1$。

式中，b_1 和 t_1 分别为被切断翼缘板的宽度和厚度；h_f 为侧面角焊缝和正面角焊缝的焊脚尺寸。

为了降低梁的建筑高度，简支梁可以在靠近支座处减小其高度，而使翼缘截面保持不变（图 5-51），其中图 5-51（a）构造简单制作方便。梁端部高度应根据抗剪强度要求确定，但不宜小于跨中高度的 1/2。

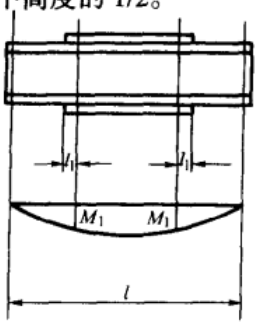


图 5-50 翼缘板的切断

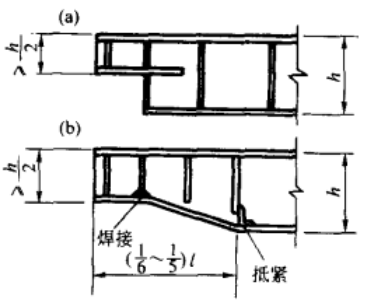


图 5-51 变高度梁

四、焊接组合梁翼缘焊缝的计算

当梁弯曲时，由于相邻截面中作用在翼缘截面的弯曲正应力有差值，翼缘与腹板间将产生水平剪应力（图 5-52）。沿梁单位长度的水平剪力

$$v_1 = \tau_1 t_w = \frac{VS_1}{I_x t_w} t_w = \frac{VS_1}{I_x}$$

式中：τ_1 ——腹板与翼缘交界处的水平剪应力；

S_1 ——翼缘截面对梁中和轴的面积矩。

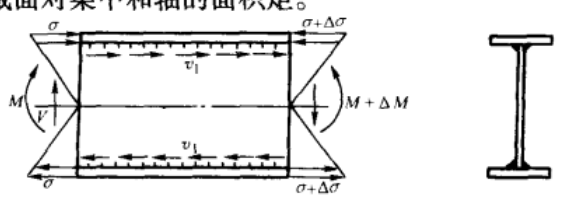


图 5-52 翼缘焊缝的水平剪力

当腹板与翼缘板采用角焊缝连接时，角焊缝有效截面上承受的剪应力 τ_f，不应超过角焊缝强度设计值 f_f^w，即

$$\tau_f = \frac{v_1}{2\times 0.7h_f} = \frac{VS_1}{1.4h_f I_x} \leqslant f_f^w$$

需要的焊脚尺寸

$$h_f \geqslant \frac{VS_1}{1.4I_x f_f^w} \tag{5-96}$$

当梁的翼缘上受有固定集中荷载而未设置支承加劲肋时，或受有移动集中荷载（如吊车轮压）时，上翼缘与腹板之间的连接焊缝，除承受沿焊缝长度方向的剪应力 τ_f 外，还承受垂直于焊缝长度方向的局部压应力

$$\sigma_f = \frac{\psi F}{2h_e l_z} = \frac{\psi F}{1.4h_f l_z}$$

因此，受有局部压应力的上翼缘与腹板之间的连接焊缝应按下式计算强度

$$\frac{1}{1.4h_f}\sqrt{\left(\frac{\psi F}{\beta_f l_z}\right)^2 + \left(\frac{VS_1}{I_x}\right)^2} \leqslant f_f^w$$

从而

$$h_f \geqslant \frac{1}{1.4f_f^w}\sqrt{\left(\frac{\psi F}{\beta_f l_z}\right)^2 + \left(\frac{VS_1}{I_x}\right)^2} \tag{5-97}$$

对直接承受动力荷载的梁，$\beta_f = 1.0$；对其他梁，$\beta_f = 1.22$。

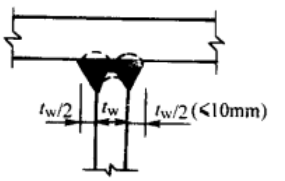


图 5-53　焊透的 T 形连接焊缝

对承受动力荷载的梁，腹板与上翼缘的连接焊缝常采用焊透的 T 形对接与角接组合焊缝，如图 5-53 所示，此种焊缝与主体金属等强，不需计算。

［**例题 5-9**］　条件同例题 5-4，试设计主梁。

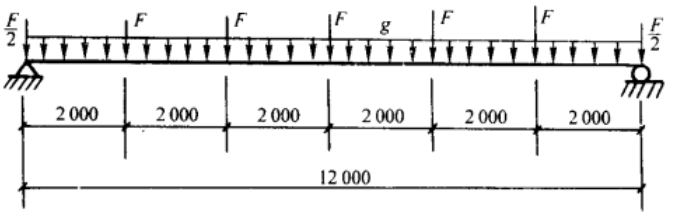


图 5-54　主梁的计算简图

［**解**］

（1）截面选择

次梁传来的集中荷载

$F = 185.2\times 2 = 370.4$（kN）

主梁跨中最大弯矩（不包括自重）

$$M = \frac{5}{2}\times 370.4\times 6 - 370.4\times(4+2) = 3\,333.6(\text{kN}\cdot\text{m})$$

最大剪力　$V_{max} = \frac{5}{2}\times 370.4 = 926$（kN）

需要的截面模量

$$W_x = \frac{M}{r_x f} = \frac{3\,333.6\times 10^6}{1.05\times 295} = 10\,762\times 10^3\ (\text{mm}^3) = 10\,762\ \text{cm}^3$$

1）腹板高度 h_w

①梁的最小高度，主梁刚度要求为［v_T］= l/400，根据式（5-90），得

$$h_{min} = 1\ 057\ \text{mm}$$

②梁的经济高度

$$h_e = 7\sqrt[3]{W_x} - 30 = 7\sqrt[3]{10\ 762} - 30 = 124.5\ (\text{cm})$$

取梁的腹板高度 $h_w = 120$ cm。

2）腹板厚度

$$t_w = 1.2 \times \frac{V_{max}}{h_w f_v} = 1.2 \times \frac{926\ 000}{1\ 200 \times 180} = 5.1\ (\text{mm})$$

$$t_w = \frac{\sqrt{h_w}}{3.5} = \frac{\sqrt{1\ 200}}{3.5} = 9.9\ (\text{mm})$$

取腹板厚度 $t_w = 8$ mm。

3）翼缘尺寸

所需翼缘截面面积

$$b_1 t = \frac{W_x}{h_w} - \frac{1}{6} t_w h_w = \frac{10\ 762}{120} - \frac{1}{6} \times 0.8 \times 120 = 73.7\ (\text{cm}^2)$$

取翼缘宽度 $b_1 = 400$ mm，厚度 $t = 20$ mm。

翼缘板外伸宽度与厚度之比 $\frac{b}{t} = \frac{196}{20} = 9.8 < 13\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 10.7$

满足局部稳定要求。

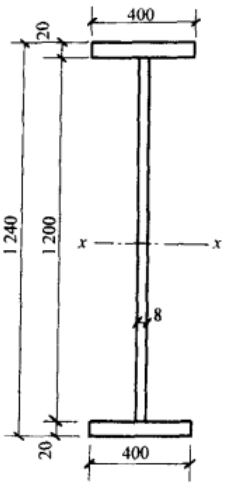


图 5-55 主梁的截面尺寸

（2）截面验算

梁的截面面积

$$A = 120 \times 0.8 + 2 \times 40 \times 2.0 = 256\ (\text{cm}^2)$$

梁单位长度的质量

$$q_G = 256 \times 10^{-4} \times 7\ 850 \times 9.81 \times 10^{-3} = 1.97\ (\text{kN/m})$$

梁跨中最大弯矩（自重考虑加劲肋构造系数 1.2）

$$M_{max} = 3\ 333.6 + \frac{1}{8} \times 1.2 \times 1.97 \times 1.2 \times 12^2 = 3\ 384.7\ (\text{kN·m})$$

梁的最大剪力

$$V_{max} = 926 + \frac{1}{2} \times 1.2 \times 1.97 \times 1.2 \times 12 = 943.0\ (\text{kN})$$

梁的截面特性（假设无截面削弱）

$$I_{nx} = \frac{1}{12} \times 0.8 \times 120^3 + 2 \times 40 \times 2 \times 61^2 = 710\ 560\ (\text{cm}^4)$$

$$W_{nx} = \frac{710\ 560}{62} = 11\ 461\ (\text{cm}^3)$$

$$S_1 = 2 \times 40 \times 61 = 4\ 880\ (\text{cm}^3)$$

$$S_{max} = 2 \times 40 \times 61 + 60 \times 0.8 \times \frac{1}{2} \times 60 = 6\ 320\ (\text{cm}^3)$$

1）梁的强度验算

弯曲应力

$$\sigma_{max}=\frac{M_{max}}{\gamma_x W_{nx}}=\frac{3\ 384.7\times10^6}{1.05\times1\ 1461\times10^3}=281.3\ (\text{N/mm}^2)\ <f=295\ \text{N/mm}^2$$

剪应力

$$\tau_{max}=\frac{V_{max}S_{max}}{I_x t_w}=\frac{943\times10^3\times6\ 320\times10^3}{710\ 560\times10^4\times8}=104.8\ (\text{N/mm}^2)\ <f_v=180\ \text{N/mm}^2$$

折算应力

跨度中点处

$$\sigma=\frac{M_{max}y}{I_x}=\frac{3\ 384.7\times10^6\times600}{710\ 560\times10^4}=285.8\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau=\frac{VS_1}{I_x t_w}=\frac{\frac{1}{2}\times370\ 400\times4\ 880\times10^3}{710\ 560\times10^4\times8}=15.9\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}=\sqrt{(285.8)^2+3\times\ (15.9)^2}=287.1\ (\text{N/mm}^2)\ <1.1f=324.5\ \text{N/mm}^2$$

离支座 4 m 处

$$M=\frac{5}{2}\times370.4\times4-370.4\times2+\frac{1}{2}\times1.2\times1.97\times1.2\times\ (12\times4-4^2)\ =3\ 008.6\ (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$V=\frac{3}{2}\times370.4+\frac{1}{2}\times1.2\times1.97\times1.2\times\ (12-2\times4)\ =561.3\ (\text{kN})$$

$$\sigma=\frac{3\ 008.6\times10^6\times600}{710\ 560\times10^4}=254.0\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau=\frac{561.3\times10^3\times4\ 880\times10^3}{710\ 560\times10^4\times8}=48.2\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}=\sqrt{(254.0)^2+3\times\ (48.2)^2}=267.4\ (\text{N/mm}^2)\ <1.1f=324.5\ \text{N/mm}^2$$

梁的强度满足要求。

2）梁的整体稳定验算

次梁与铺板焊牢，可以作为主梁的侧向支承点。主梁受压翼缘的自由长度 $l_1=2$ m，受压翼缘宽度 $b_1=40$ cm，则

$$\frac{l_1}{b_1}=\frac{200}{40}=5<13\sqrt{\frac{235}{f_y}}=10.7$$

因此梁的整体稳定可以保证，不必验算。

3）梁的刚度验算

集中荷载标准值

$$F=\ (15\times2+0.5+20\times2)\ \times4=282\ (\text{kN})$$

等效均布荷载标准值（构造系数 1.2）

$$q=1.2\times1.97+282/2=143.4\ (\text{kN/m})$$

计算挠度时，不考虑因翼缘宽度改变的影响，计算近似地按式

$$\frac{v}{l}=\frac{5}{384}\times\frac{ql^3}{EI_x}=\frac{1}{454}<\frac{[v]}{l}=\frac{1}{400}$$

刚度满足要求。

（3）梁的截面改变

本例题采用改变翼缘宽度的方法。取截面改变处离支座的距离

$$x=\frac{l}{6}=\frac{12}{6}=2\ (\text{m})$$

截面改变处的弯矩

$$M_1 = 943.0 \times 2 - \frac{1}{2} \times 1.2 \times 1.97 \times 1.2 \times 2^2 = 1\ 880.3\ (\text{kN·m})$$

截面改变处的剪力

$$V_1 = 943.0 - 1.2 \times 1.97 \times 1.2 \times 2 = 937.3\ (\text{kN})$$

需要的截面模量

$$W_1 = \frac{M_1}{r_x f} = \frac{1\ 880.3 \times 10^6}{1.05 \times 295} = 6\ 070 \times 10^3\ (\text{mm}^3)$$

$$A_1 = \frac{W_1}{h_w} - \frac{1}{6} t_w h_w = \frac{6\ 070}{120} - \frac{1}{6} \times 0.8 \times 120 = 34.6\ (\text{cm}^2)$$

取翼缘宽度为 200 mm，厚度为 20 mm，翼缘面积 $A_1 = 20 \times 2 = 40\ (\text{cm}^2) > 34.6\ \text{cm}^2$。

截面改变处强度验算如下：

弯曲应力

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 0.8 \times 120^3 + 2 \times 20 \times 2 \times 61^2 = 412\ 880\ (\text{cm}^4)$$

$$W_1 = \frac{412\ 880}{62} = 6\ 659.4\ (\text{cm}^3)$$

$$\sigma_1 = \frac{1\ 880.3 \times 10^6}{1.05 \times 6\ 659.4 \times 10^3} = 268.9\ (\text{N/mm}^2) < f = 295\ \text{N/mm}^2$$

折算应力

$$S_1 = 2 \times 20 \times 61 = 2\ 440\ (\text{cm}^3)$$

$$S_{max} = 2\ 440 + 60 \times 0.8 \times 30 = 3\ 880\ (\text{cm}^3)$$

$$\sigma_1 = \frac{1\ 880.3 \times 10^6 \times 600}{412\ 880 \times 10^4} = 273.2\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau_1 = \frac{937.3 \times 10^3 \times 2\ 440 \times 10^3}{412\ 880 \times 10^4 \times 8} = 69.2\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{(273.2)^2 + 3 \times (69.2)^2} = 298.3\ (\text{N/mm}^2) < 1.1f = 324.5\ \text{N/mm}^2$$

支座处截面改变后剪应力验算

$$\tau_{max} = \frac{943 \times 10^3 \times 3\ 880 \times 10^3}{412\ 880 \times 10^4 \times 8} = 110.8\ (\text{N/mm}^2) < f_v = 180\ \text{N/mm}^2$$

截面改变处强度满足要求。

(4) 梁翼缘与腹板的连接焊缝

$$h_f = \frac{V_{max} S_1}{I_x} \frac{1}{1.4 f_f^w} = \frac{943 \times 10^3 \times 2\ 440 \times 10^3}{412\ 880 \times 10^4} \times \frac{1}{1.4 \times 200} = 2.0\ (\text{mm})$$

最小 $h_f = 1.5\sqrt{t_2} = 1.5\sqrt{20} = 6.7\ (\text{mm})$

最大 $h_f = 1.2t_1 = 1.2 \times 8 = 9.6\ (\text{mm})$

取焊脚尺寸 $h_f = 7\ \text{mm}$。

(5) 局部稳定验算

1) 各区格的承载力验算

梁腹板可考虑屈曲后强度，在支座处和每个次梁处（即固定集中荷载处）设支承加劲肋。另外端部采用如图 5-56（a）的构造，另加横向加劲肋，使 $a_1 = 500\ \text{mm}$。

区格Ⅰ（图 5-56（a））

因 $a_1/h_0 < 1$

$$\lambda_s=\frac{h_0/t_w}{41\sqrt{k_s}}\sqrt{\frac{f_y}{235}}=\frac{1\,200/8}{41\sqrt{4+5.34\ (1\,200/500)^2}}\sqrt{\frac{345}{235}}=0.75<0.8$$

故 $\tau_{cr}=f_v$，使区格Ⅰ范围内不发生屈曲，支座加劲肋不会受到水平力 H_t 的作用。

区格Ⅱ（图 5-56（a））

左侧截面剪力　　$V_1=943-1.2\times1.97\times1.2\times0.5=941.6$（kN）

相应弯矩　　$M_1=943\times0.5-1.2\times1.97\times1.2\times0.5^2/2=471.1$（kN·m）

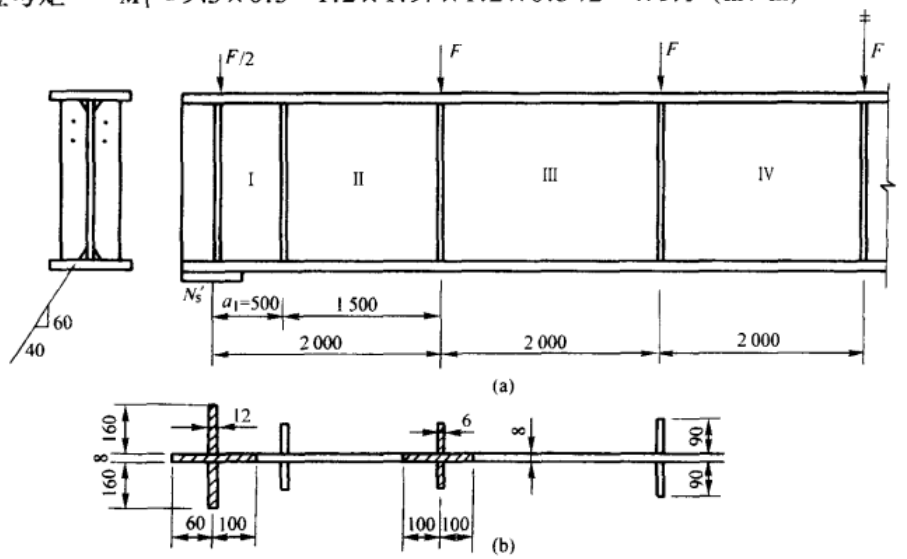


图 5-56　主梁加劲肋

因 $M_1=471.1$ kN·m $<M_f=200\times20\times295\times1\,220=1\,439.6$（kN·m），所以应满足 $V_1\leqslant V_u$。

因 $a/h_0>1$

$$\lambda_s=\frac{h_0/t_w}{41\sqrt{k_s}}\sqrt{\frac{f_y}{235}}=\frac{1\,200/8}{41\sqrt{5.34+4\ (1\,200/1\,500)^2}}\sqrt{\frac{345}{235}}=1.577>1.2$$

故　$V_u=h_wt_wf_v/\lambda_s^{1.2}=1\,200\times8\times180/1.577^{1.2}=1\,000.3$（kN）$>V_1=941.6$ kN（满足要求）

区格Ⅳ（图 5-56（a））

验算右侧截面

$$\lambda_s=\frac{h_0/t_w}{41\sqrt{k_s}}\sqrt{\frac{f_y}{235}}=\frac{1\,200/8}{41\sqrt{5.34+4\ (1\,200/2\,000)^2}}\sqrt{\frac{345}{235}}=1.702>1.2$$

故　$V_u=h_wt_wf_v/\lambda_s^{1.2}=1\,200\times8\times180/1.702^{1.2}=912.8$（kN）

因 $V_3=943-2\times370.4-1.2\times1.97\times1.2\times6=185.2$（kN）$<0.5V_u=456.4$ kN，所以应满足 $M_3\leqslant M_{eu}$。

梁的整体稳定可以得到保证

$$\lambda_b=\frac{h_0/t_w}{177}\sqrt{\frac{f_y}{235}}=\frac{150}{177}\sqrt{\frac{345}{235}}=1.03$$

因 $0.85<\lambda_b<1.25$，所以 $\rho=1-0.82\ (\lambda_b-0.85)=0.85$

$$\alpha_e=1-\frac{(1-\rho)\ h_c^3t_w}{2I_x}=1-\frac{(1-0.85)\times600^3\times8}{2\times710\,560\times10^4}=0.982$$

$$M_{eu} = \gamma_x \alpha_e W_x f = 1.05 \times 0.982 \times 11\ 461 \times 10^3 \times 295 = 3\ 486.1\ (\text{kN·m})$$

$$M_3 = 3\ 384.7\ \text{kN·m} < M_{eu} = 3\ 486.1\ \text{kN·m}\ (\text{满足要求})$$

2）加劲肋设计

①中间加劲肋

横向加劲肋截面

宽度 $b_s = \dfrac{h_0}{30} + 40 = \dfrac{1\ 200}{30} + 40 = 80\ (\text{mm})$，取 $b_s = 90\ \text{mm}$。

厚度 $t_s \geqslant \dfrac{b_s}{15} = \dfrac{90}{15} = 6\ (\text{mm})$

中部承受次梁支座反力的支承加劲肋的截面验算：

由上可知 $\lambda_s = 1.702$，$\tau_{cr} = 1.1 f_v / \lambda_s^2 = 1.1 \times 180 / 1.702^2 = 68.4\ (\text{N/mm}^2)$

故该加劲肋所承受轴心力

$$N_s = V_u - \tau_{cr} h_w t_w + F = 912.8 - 68.4 \times 1\ 200 \times 8 \times 10^{-3} + 370.4 = 626.6\ (\text{kN})$$

截面面积 $A_s = 2 \times 90 \times 6 + 200 \times 8 = 2\ 680\ (\text{mm}^2)$

$$I_z = \frac{1}{12} \times 6 \times 188^3 = 332.2 \times 10^4\ (\text{mm}^4)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{332.2 \times 10^4}{2\ 680}} = 35.2\ (\text{mm})$$

$$\lambda_z = \frac{1\ 200}{35.2} = 34.1,\quad \varphi_z = 0.894$$

验算加劲肋在腹板平面处稳定

$$\frac{N_s}{\varphi_z A_s} = \frac{626.6 \times 10^3}{0.894 \times 2\ 680} = 261.5\ (\text{N/mm}^2) < f = 310\ \text{N/mm}^2\ (\text{满足要求})$$

加劲肋的构造如图 5-56（a），故不必验算加劲肋端部的承压强度。

靠近支座加劲肋的中间横向加劲肋截面采用 -90×6，不必验算。

②支座加劲肋

支座反力 $R = 943\ \text{kN}$，还应加上边次梁直接传给主梁的支反力 $370.4/2 = 185.2\ (\text{kN})$

支座加劲肋截面采用 $2 - 160 \times 12$ $A_s = 2 \times 160 \times 12 + (100 + 60) \times 8 = 5\ 120\ (\text{mm}^2)$

$$I_z = \frac{1}{12} \times 12 \times 328^3 = 3\ 528.8 \times 10^4\ (\text{mm}^4)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 83.0\ (\text{mm})$$

$$\lambda_z = \frac{1\ 200}{83.0} = 14.5,\quad \varphi_z = 0.977$$

验算加劲肋在腹板平面外稳定

$$\frac{N'_s}{\varphi_z A_s} = \frac{(943 + 185.2) \times 10^3}{0.977 \times 5\ 120} = 225.5\ (\text{N/mm}^2) < f = 310\ \text{N/mm}^2$$

验算端部承压

$$\sigma_{ce}=\frac{N'_s}{A_{ce}}=\frac{(943+185.2)\times10^3}{2\times(160-40)\times12}=391.7\ (\text{N/mm}^2)<f_{ce}=400\ \text{N/mm}^2$$

支座加劲肋满足要求。

计算支座加劲肋与腹板的连接焊缝：

最小 $h_f=1.5\sqrt{t_2}=1.5\sqrt{12}=5.2$（mm）

最大 $h_f=1.2t_1=1.2\times8=9.6$（mm）

取 $h_f=6$ mm，则

$$\tau_f=\frac{(943+185.2)\times10^3}{4\times0.7\times6\times(1\,200-2\times66)}=62.9\ (\text{N/mm}^2)<f_f^w=200\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

第九节　其他形式的梁

一、蜂窝梁

将 H 型钢沿腹板的折线（图 5-57（a））切割，然后齿尖对齿尖地焊合，形成一腹板带有孔洞的工字形梁（图 5-57（b）），这种梁称为蜂窝梁。与原 H 型钢相比，蜂窝梁的承载力及刚度均显著增大。工程中跨度较大的梁或檩条宜采用蜂窝梁，增大经济效益的同时也便于穿越管线。

蜂窝梁腹板上的孔洞可以做成几种不同的形状，以正六边形为最佳。梁高 h_2 一般为原 H 型钢高度 h_1 的 1.3～1.6 倍，相应的正六边形孔洞的边长或外接圆半径为 h_1 的 0.35～0.7 倍。

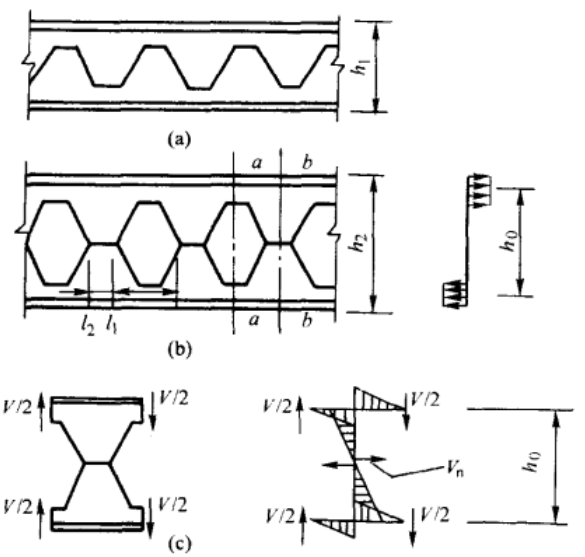


图 5-57　蜂窝梁

蜂窝梁的抗弯强度、局部承压强度、刚度和整体稳定的计算同实腹梁，但在计算梁的抗

弯强度和整体稳定时，截面模量 W_{nx}、W_x 均按孔洞处的 $a—a$ 截面计算。由于腹板的抗剪刚度较弱，在计算梁的挠度时，剪切变形的影响不可忽视，可在刚度验算时取用孔洞截面 $a—a$ 的惯性矩乘以折减系数 0.9 予以近似考虑。

孔洞部分截面的剪力 V，可视为由上下两个 T 形截面各承担一半，因此梁的抗剪强度可按 T 形截面承受剪力 $V/2$ 计算。

在孔洞之间，腹板拼接处的水平截面承担的剪力（图 5-57（c））

$$V_w = \frac{(l_1 + l_2)\ V}{h_0} \tag{5-98}$$

式中：h_0 ——近似为 T 形截面形心之间的距离。

由此剪力可验算腹板主体金属及焊缝水平截面的强度。

二、异种钢组合梁

对于荷载和跨度较大的钢梁，当梁的截面由抗弯强度控制时，可以将主要承受弯矩的翼缘板选用强度较高的钢材，而将主要承受剪力且常有裕量的腹板选用强度较低的钢材，这种由不同种类的钢材制成的梁称为异种钢组合梁。

对于三块钢板组成的异种钢梁，受弯时截面正应力如图 5-58 所示。当荷载较小时，梁全截面均处于弹性工作阶段，截面上的应力为三角形分布。随着荷载的增大，翼缘附近的腹板可能首先屈服。荷载再继续增大，腹板的屈服范围将扩大，翼缘也相继出现屈服。设计这样的钢梁，可取翼缘板开始屈服时作为承载能力的极限状态。在设计荷载和标准荷载作用下，腹板可能部分区域发生屈服，需将一般梁的截面验算公式做适当修改后方可引用。

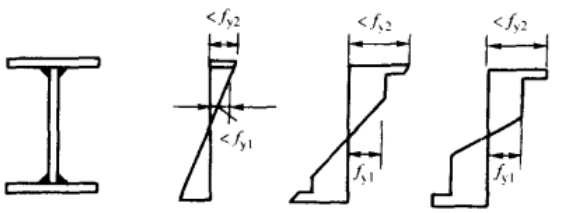


图 5-58 异种钢组合梁

T 形高强度钢材与普通钢材腹板焊成的异种钢梁（图 5-59），当 $h_1 \leqslant h_2 f_{y1}/f_{y2}$ 时，腹板不会先于翼缘而发生屈服。梁的截面验算可采用一般梁的公式，但钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值 f 按翼缘钢材取用，抗剪强度设计值 f_v 按腹板钢材取用。

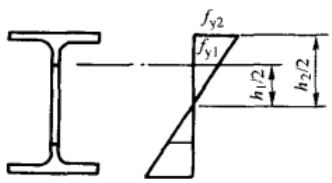


图 5-59 高强度 T 形钢组合梁

三、预应力钢梁

在钢结构中施加预应力，可提高结构的承载力或增大结构的刚度，达到节省钢材的目的。

预应力钢梁的预应力钢索（钢丝束或钢筋）可以设计成直线形、曲线形和折线形三种，钢索可置于梁内，也可置于梁下，如图 5-60 所示。钢索置于梁下效果好一些，但梁的高度较大。

预应力通常使梁偏心受力，因而梁的截面应选择不对称截面，上下翼缘的面积之比一般为 1.5～1.7。预应力梁的常用截面形式如图 5-61 所示，选用时，应尽可能使上下翼缘及预应力钢索都能充分发挥作用。为了保护预应力钢索免受损伤且易于防锈，宜把下翼缘设计成封闭形，将预应力钢索置于密封的截面中。

设计时需对张拉阶段和使用阶段分别进行验算。

四、钢与混凝土组合梁

钢与混凝土组合梁是指钢梁和所支承的钢筋混凝土板连接成的整体工作的梁。它能充分发挥钢材的抗拉性能和混凝土的抗压性能，同时将传递楼面荷载的钢筋混凝土板作为承重梁的一部分。与单独工作的钢梁相比，可节省钢材 20%～40%；与钢筋混凝土梁相比，省去梁的混凝土和模板，减小自重，方便安装，缩短工期，并且便于铺设管线，减少预埋件。

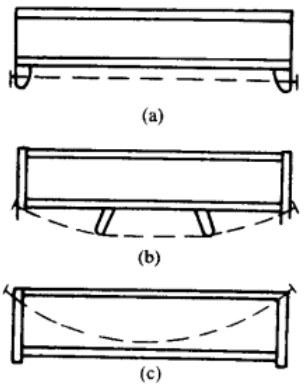


图 5-60　预应力梁钢索布置

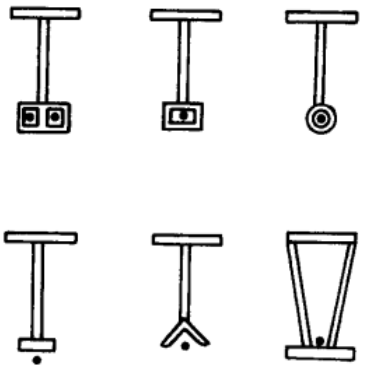


图 5-61　预应力梁截面形式

钢与混凝土组合梁的整体刚度比钢梁单独工作时大得多，挠度可减少 1/3～1/2。如果保持挠度不变，则钢梁高度可减低 15%～20%，使建筑高度降低或使用空间增加。钢与混凝土组合梁一般用于工作平台和高层钢结构楼盖。在高层钢结构楼盖中，常采用蜂窝梁和压型钢板与混凝土组合楼板构成组合梁，以进一步节省钢材，方便施工和铺设管线。

图 5-62（a）所示的组合梁，当混凝土板与钢梁之间无抗剪件连接时，混凝土板和钢梁各自独立工作，弯曲时截面上的应力分布如图 5-62（b）所示，抗弯能力和刚度较小。实际上，非组合梁弯曲时一般均未考虑混凝土铺板的作用，抗弯承载力和刚度比图 5-62（b）所示计算图形还要低。当有可靠的抗剪连接件时，则板与梁整体工作，其弹性工作阶段的应力分布图形如图 5-62（d）所示，抗弯承载力和刚度明显提高。

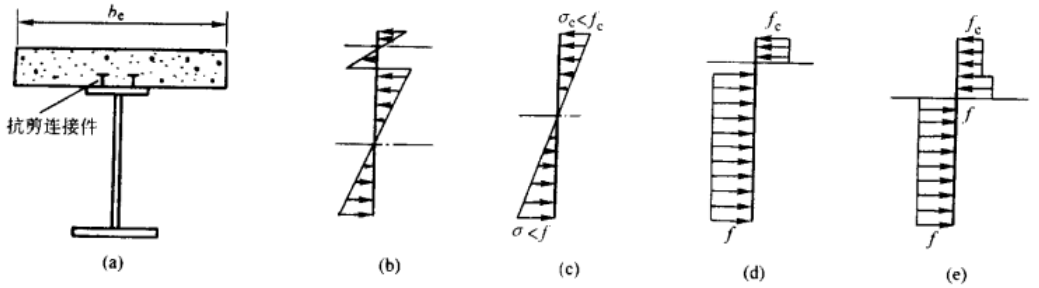


图 5-62　钢与混凝土组合梁

组合梁的计算与其施工方案有关。施工时若梁下无支撑，应分别就浇注混凝土板的施工阶段和混凝土板凝结后的使用阶段进行截面验算。在施工阶段，混凝土无强度，仅按一般方法进行钢梁的截面验算。在使用阶段，截面验算的荷载效应为施工阶段的荷载效应与使用阶段新增荷载的效应（计算后者时考虑混凝土板与钢梁共同工作）的叠加。施工时若钢梁下面设置了支撑，施工荷载在钢梁中不产生效应，不进行施工阶段的验算。在使用阶段，按全部荷载考虑混凝土板与钢梁共同工作计算各种效应，并以此验算截面。

按照《钢结构设计规范》的规定，混凝土板与钢梁共同工作的强度计算可考虑全截面的塑性发展。当塑性中和轴在钢筋混凝土板内时，不考虑混凝土的抗拉作用，按图 5-62（d）的应力图形计算梁的抗弯承载力。图 5-62 中 f 表示钢材抗弯强度设计值，f_c 为混凝土抗压强度设计值。假定组合梁截面上的剪力仅由钢梁腹板承受，按剪应力均匀分布验算梁的抗剪强度。对于组合梁的变形计算应按弹性理论进行。

抗剪连接件按钢筋混凝土板与钢梁之间的纵向剪力进行计算。

习　题

5-1 选择题

1. 计算工字形截面梁的抗弯强度，采用公式 $\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leqslant f$，取 $\gamma_x = 1.05$，梁的受压翼缘外伸肢宽厚比不大于_____。

（A）$15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$　　（B）$13\sqrt{\frac{235}{f_y}}$

（C）$9\sqrt{\frac{235}{f_y}}$　　（D）$(10+0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$

2. 验算工字形截面梁的折算应力，公式为 $\sqrt{\sigma^2+3\tau^2} \leqslant \beta_1 f$，式中 σ、τ 应为_____。

（A）验算截面中的最大正应力和最大剪应力

（B）验算截面中的最大正应力和验算点的剪应力

（C）验算截面中的最大剪应力和验算点的正应力

（D）验算截面中验算点的正应力和剪应力

3. 保证工字形截面梁受压翼缘局部稳定的方法是_____。

（A）设置纵向加劲肋　　（B）设置横向加劲肋

（C）采用有效宽度　　（D）限制其宽厚比

4. 工字形截面梁受压翼缘宽厚比限值为 $\frac{b}{t} \leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$，式中 b 为_____。

（A）翼缘板外伸宽度　　（B）翼缘板全部宽度

（C）翼缘板全部宽度的 $\frac{1}{3}$　　（D）翼缘板的有效宽度

5. 工字形截面梁受压翼缘，保证局部稳定的宽厚比限值，对 Q235 钢为 $\frac{b}{t} \leqslant 15$，对 Q345 钢，此宽厚比限值应_____。

（A）比 15 更小　　（B）仍等于 15

（C）比 15 更大　　（D）可能大于 15，也可能小于 15

6. 当最大应力 σ_1 相等，其他条件均相同的情况下，图 5-63 中梁腹板局部稳定临界应力最低的是_____。

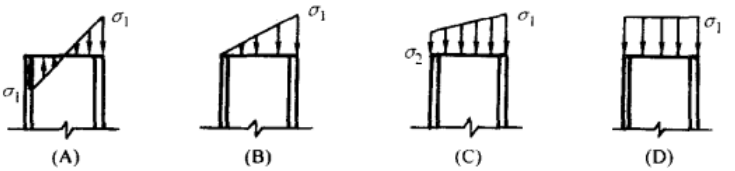


图 5-63　选择题 6 图

7. 不考虑腹板屈曲后强度，工字形截面梁腹板高厚比 $\frac{h_0}{t_w}=100$ 时，梁腹板可能_____。

（A）因弯曲应力引起屈曲，需设纵向加劲肋

（B）因弯曲应力引起屈曲，需设横向加劲肋

（C）因剪应力引起屈曲，需设纵向加劲肋

（D）因剪应力引起屈曲，需设横向加劲肋

8. 配置加劲肋是提高梁腹板局部稳定的有效措施，当 $\frac{h_0}{t_w}>170$（不考虑腹板屈曲后强度）时，腹板_____。

（A）可能发生剪切失稳，应配置横向加劲肋

（B）可能发生弯曲失稳，应配置纵向加劲肋

（C）剪切失稳和弯曲失稳均可能发生，应同时配置纵向加劲肋与横向加劲肋

（D）不致失稳，不必配置加劲肋

9. 焊接组合梁腹板的计算高度 $h_0=2\ 400$ mm，根据局部稳定计算和构造要求，需在腹板一侧配置钢板横向加劲肋，其经济合理的截面尺寸是_____。

（A）-120×8　（B）-140×8　（C）-150×10　（D）-180×12

10. 梁受固定集中荷载作用，当局部承压强度不能满足要求时，采用_____是较合理的措施。

（A）加厚翼缘　　（B）在集中荷载作用处设置支承加劲肋

（C）增加横向加劲肋的数量　　（D）加厚腹板

11. 梁的支承加劲肋应设置在_____。

（A）弯曲应力大的区段

（B）剪应力大的区段

（C）上翼缘或下翼缘有固定作用力的部位

（D）有吊车轮压的部位

12. 对于承受均布荷载的热轧 H 型钢简支梁，应计算_____。

（A）抗弯强度、腹板折算应力、整体稳定、局部稳定

（B）抗弯强度、抗剪强度、整体稳定、局部稳定

（C）抗弯强度、腹板上边缘局部承压强度、整体稳定

（D）抗弯强度、抗剪强度、整体稳定、挠度

13. 最大弯矩和其他条件均相同的简支梁，当_____时整体稳定最差。

（A）均匀弯矩作用　　（B）满跨均布荷载作用

（C）跨中集中荷载作用　　（D）满跨均布荷载与跨中集中荷载共同作用

14. 跨中无侧向支承的组合梁，当验算整体稳定不足时，宜采用_____。

（A）加大梁的截面积　　（B）加大梁的高度

（C）加大受压翼缘板的宽度　　（D）加大腹板的厚度

15. 为了提高荷载作用在上翼缘的简支工字形截面梁的整体稳定，可在_____处设侧向支撑，以减小梁出平面的计算长度。

（A）梁腹板高度的$\frac{1}{2}$　　（B）靠近梁下翼缘的腹板$\left(\frac{1}{5}\sim\frac{1}{4}\right)h_0$

（C）靠近梁上翼缘的腹板$\left(\frac{1}{5}\sim\frac{1}{4}\right)h_0$　（D）上翼缘

16. 在进行梁的整体稳定验算时，当计算的$\varphi_b>0.6$时，应将φ_b用相应的φ_b'代替，这说明_____。

（A）梁的临界应力大于抗拉强度　（B）梁的临界应力大于屈服点

（C）梁的临界应力大于比例极限　（D）梁的临界应力小于比例极限

17. 在梁的整体稳定计算中，$\varphi'_b=1$说明所设计的梁_____。

（A）处于弹性工件阶段　　（B）不会丧失整体稳定

（C）局部稳定必定满足要求　　（D）不会发生强度破坏

18. 一简支梁，跨度6 m，自重不计，在梁中底部作用一集中荷载，设计值为75 kN，梁采用I32a，$W_x=692.0\ cm^3$，钢材为Q235B，梁的整体稳定应力是_____。

（A）151.9 N/mm^2　　（B）194.5 N/mm^2

（C）201.7 N/mm^2　　（D）213.9 N/mm^2

19. 一屋面檩条跨度6 m，中间设一道拉条作为侧向支承点，作用于檩条的弯矩设计值$M_x=45.0\ kN\cdot m$，$M_y=0.9\ kN\cdot m$，檩条采用I22a，$W_x=310.0\ cm^3$，$W_y=41.1\ cm^3$，钢材为Q235B，其整体稳定应力是_____。

（A）149.8 N/mm^2　　（B）164.9 N/mm^2

（C）177.2 N/mm^2　　（D）208.2 N/mm^2

20. 一简支箱形截面梁，跨度60 m，梁宽1 m，梁高3.6 m，钢材为16 Mn，在垂直荷载作用下，梁的整体稳定系数φ_b为_____。

（A）0.76　　（B）0.85　　（C）0.94　　（D）1.00

21. 如图5-64所示的各简支梁，除截面放置和荷载作用位置有所不同外，其他条件均相同，则整体稳定为_____。

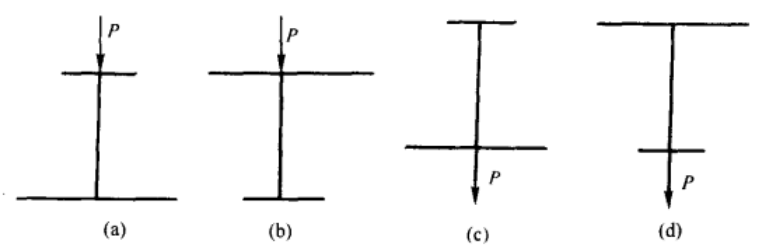


图5-64　选择题21图

(A)(a)最差、(d)最好　　(B)(a)最好、(d)最差

(C)(b)最差、(c)最好　　(D)(b)最好、(c)最差

22. 如图 5-65 所示的钢梁，因整体稳定要求，需在跨中设侧向支承点，其位置以图中_____为最佳。

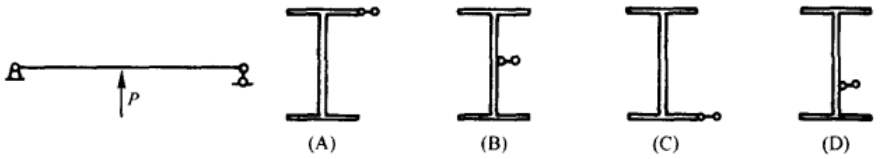


图 5-65　选择题 22 图

23～34 条件：一工作平台的主次梁布置如图 5-66 所示。次梁上铺预制混凝土板。钢材为 Q235 B，手工焊，焊条为 E43 型。

主梁自重设计值取 2.0 kN/m，承受静力荷载，焊接工字形截面：翼缘 2－240×16，腹板 1－1 000×8。截面几何特性：截面面积 $A = 156.8 \times 10^2$ mm^2，截面惯性矩 $I_x = 264\ 876 \times 10^4$ mm^4，截面面积矩 $S_{max} = 2\ 951 \times 10^3$ mm^3，截面模量 $W_{nx} = W_x = 5\ 133 \times 10^3$ mm^3，截面回转半径 $i_y = 48.5$ mm。

次梁为热轧工字钢 I32a。截面几何特性：翼缘宽 $b_1 = 130$ mm，翼缘平均厚 $t_f = 15$ mm，翼缘与腹板处内圆弧半径 $r = 11.5$ mm，腹板厚 $t_w = 9.5$ mm，截面模量 $W_{nx} = W_x = 692.0 \times 10^3$ mm^3。

若次梁的跨中最大弯矩设计值是 97.6 kN·m，支座反力为 110 kN，中间主梁的跨中弯矩设计值是 975.6 kN·m，次梁连接处剪力设计值是 224.3 kN，支座处剪力设计值是 232.8kN。

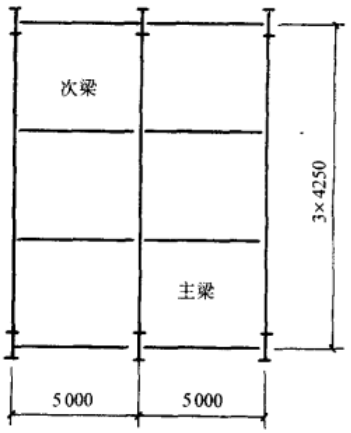


图 5-66　选择题 23－34 图

23. 强度计算时主梁跨中的弯曲应力为_____。

(A) 181 N/mm^2　(B) 190 N/mm^2　(C) 203 N/mm^2　(D) 172 N/mm^2

24. 强度计算时主梁支座的剪应力为_____。

(A) 72 N/mm^2　(B) 50 N/mm^2　(C) 32.4 N/mm^2　(D) 64 N/mm^2

25. 强度计算时主梁与次梁连接处（设置支承加劲肋）腹板边缘的折算应力为_____。

(A) 212 N/mm^2　(B) 179 N/mm^2　(C) 164 N/mm^2　(D) 187 N/mm^2

26. 若次梁支座处支承长度 $a = 150$ mm，则强度计算时次梁支座处下翼缘的局部压应力为_____。

(A) 57.0 N/mm^2　(B) 53.5 N/mm^2　(C) 80.4 N/mm^2　(D) 48.3 N/mm^2

27. 若部分次梁未与铺板焊牢，整体稳定计算时次梁的应力为_____。

(A) 202.4 N/mm^2　(B) 193.0 N/mm^2　(C) 180.0 N/mm^2　(D) 206.2 N/mm^2

28. 整体稳定计算时，主梁应力最接近的值是_____。

(A) 不需验算整体稳定　(B) 202 N/mm^2

（C）170 N/mm^2　　（D）85 N/mm^2

29. 主梁翼缘与腹板的连接角焊缝的焊脚尺寸 h_f 应大于或等于_____。

（A）0.8 mm　　（B）6 mm　　（C）5 mm　　（D）4 mm

30. 不考虑腹板屈曲后强度，为保证主梁腹板的局部稳定，_____。

（A）需配置横向加劲肋和纵向加劲肋　（B）不需设置加劲肋

（C）需设置横向加劲肋　　（D）需配置纵向加劲肋

31. 若主梁支座处主梁加劲肋在腹板一侧配置，则加劲肋尺寸至少应满足_____。

（A）-92×10　　（B）-73×5　　（C）-88×6　　（D）-96×12

32. 若主梁支座处支承加劲肋截面采用钢板 $1-200\times14$，则支承加劲肋在腹板平面外的稳定应力为_____。

（A）78.4 N/mm^2　　（B）64.1 N/mm^2

（C）70.6 N/mm^2　　（D）60.2 N/mm^2

33. 若主梁支座处支承加劲肋端部刨平顶紧，其端面承压应力为_____。

（A）58 N/mm^2　　（B）83 N/mm^2　　（C）72 N/mm^2　　（D）45 N/mm^2

34. 主梁支座处支承加劲肋与主梁腹板连接焊缝的焊脚尺寸 h_f 应大于或等于_____。

（A）0.5 mm　　（B）6 mm　　（C）9.6 mm　　（D）5.6 mm

5-2 一焊接简支工字形截面钢梁的截面尺寸和所承受的静力荷载设计值（包括梁自重）如图5-67所示，钢材为Q235B，已知梁的整体稳定已得到保证，梁的容许挠度为 $l/400$，试计算此梁截面的各项强度和挠度是否满足设计要求。经计算集中荷载处是否需要设置支承加劲肋。

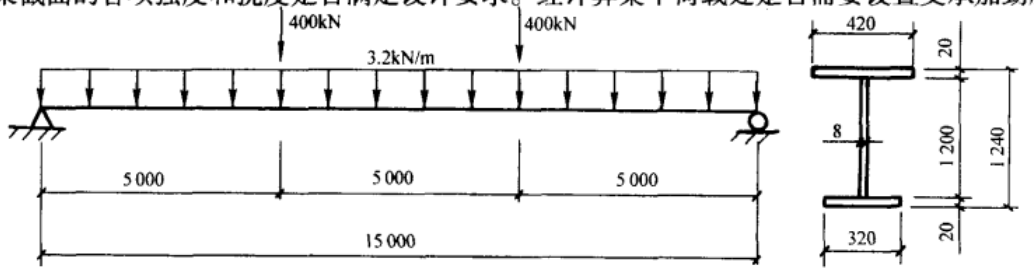


图 5-67　习题 5-2 图

5-3　选择一悬挂电动葫芦的简支轨道梁的截面。跨度为 6 m，电动葫芦的自重为6 kN，起重能力为 30 kN（均为标准值），钢材为 Q235B。

注：悬吊重量和葫芦自重可作为集中荷载考虑。另外，考虑葫芦轮子对轨道梁下翼缘的磨损，梁截面模量和惯性矩应乘以折减系数 0.9。

5-4　一简支梁跨度为 5.5 m，梁上翼缘承受均布静荷载作用，恒载标准值为10.2 kN/m（不包括梁自重），活载标准值为 25 kN/m，钢材为 Q235。

（1）假定梁的受压翼缘设置可靠的侧向支承，可以保证梁的整体稳定，试选择其最经济型钢截面，梁的容许挠度为 $l/250$。

（2）假定梁的受压翼缘无可靠的侧向支承。试按整体稳定条件选择梁的截面。

（3）假设梁的跨度中点处受压翼缘设置一可靠的侧向支承，此梁的整体稳定能否保证？选出其所需截面。

5-5　Q235 钢简支梁如图 5-68 所示，荷载标准值为自重 0.9 kN/m，承受悬挂集中荷载标

准值110 kN，试验算在下列情况下梁截面是否满足整体稳定要求：（1）梁在跨中无侧向支承，集中荷载作用于梁上翼缘；（2）材料改用 16Mn 钢；（3）集中荷载悬挂于下翼缘；（4）跨度中点增设上翼缘侧向支承。

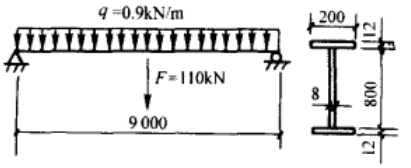


图 5-68　习题 5-5 图

5-6　简支槽钢檩条跨度 6 m，水平檩距 0.75 m，屋面坡度 1/2.5，跨中设拉条一道。屋面木望板、油毡一层及黏土瓦共重 0.75 kN/m^2（屋面面积）；雪荷载为 0.5 kN/m^2（水平投影面积）。钢材为 Q235，屋面体系能保证檩条的整体稳定，容许挠度为 l/200。现初选［10，试验算强度和挠度能否满足设计要求。

5-7　一平台的梁格布置如图 5-69 所示，铺板为预制钢筋混凝土板，焊于次梁上。设平台恒荷载的标准值（不包括梁自重）为 2.0 kN/m^2，静力活荷载的标准值为 20 kN/m^2。钢材为 Q345，焊条为 E50 型，手工焊。

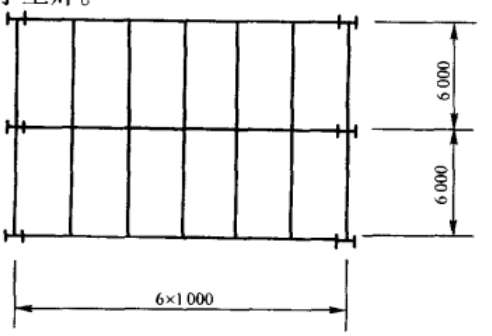


图 5-69　习题 5-7 图

（1）试选择次梁截面；

（2）分别考虑和不考虑腹板屈曲后强度，设计中间主梁截面；

（3）计算主梁翼缘连接焊缝；

（4）考虑腹板屈曲后强度，设计主梁加劲肋；

（5）设计主次梁连接，次梁连接于主梁侧面；

（6）按 1∶10 比例尺绘制连接构造图。

答案

5-1

1.（B）	2.（D）	3.（D）	4.（A）	5.（A）	6.（D）
7.（D）	8.（C）	9.（C）	10.（B）	11.（C）	12.（D）
13.（A）	14.（C）	15.（D）	16.（C）	17.（B）	18.（C）
19.（C）	20.（D）	21.（A）	22.（C）	23.（A）	24.（C）
25.（D）	26.（B）	27.（D）	28.（B）	29.（B）	30.（C）
31.（C）	32.（B）	33.（B）	34.（B）		

第六章　拉弯和压弯构件

第一节　拉弯和压弯构件的特点

同时承受轴向拉力和弯矩的构件称为拉弯构件，同时承受轴向压力和弯矩的构件称为压弯构件，如图 6-1 所示。弯矩可能由偏心轴向力、端弯矩或横向荷载等作用产生。当弯矩作用在构件截面的一个主轴平面内时称为单向压弯（或拉弯）构件，作用在构件两主轴平面时称为双向压弯（或拉弯）构件。

钢结构中压弯和拉弯构件的应用十分广泛，例如有节间荷载作用的桁架上下弦杆（图 6-2）、受风荷载作用的墙架柱以及天窗架的侧立柱等等。

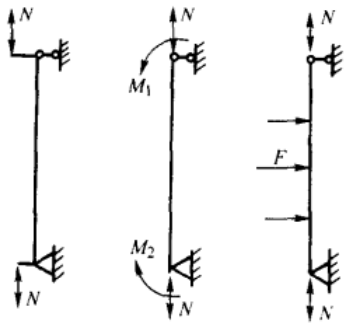


图 6-1　拉、压弯构件

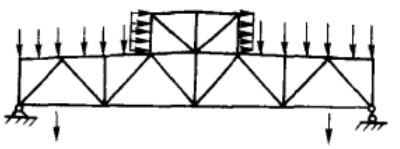


图 6-2　屋架中的拉、压弯构件

压弯构件广泛用于柱子，例如工业建筑中的厂房框架柱，不仅要承受上部结构传来的轴向压力，同时还受有弯矩和剪力，如图 6-3 所示。

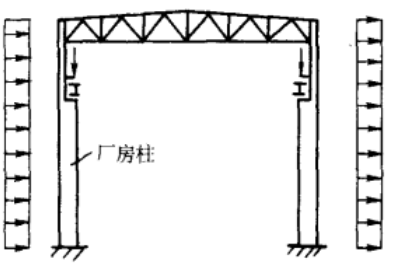


图 6-3　单层工业厂房框架柱

进行拉弯和压弯构件设计时，应同时满足承载能力极限状态和正常使用极限状态的要求。拉弯构件需要计算强度和刚度（限制长细比）；压弯构件则需要计算强度、整体稳定（弯矩作用平面内稳定和弯矩作用平面外稳定）、局部稳定和刚度（限制长细比）。

拉弯构件的容许长细比和轴心拉杆相同，见表 4-1；压弯构件的容许长细比和轴心压杆相同，见表 4-2。

第二节　拉弯和压弯构件的强度

考虑钢材的塑性性能，拉弯和压弯构件是以截面出现塑性铰作为其强度极限状态。在轴心压力和弯矩的共同作用下，工字形截面上应力的发展过程如图 6-4 所示。

假设轴向力不变而弯矩不断增加，截面上应力的发展经历四个阶段：①边缘纤维的最大应

力达屈服点（图 6-4（a））；②最大应力一侧部分截面发展塑性（图 6-4（b））；③两侧部分截面均发展塑性（图 6-4（c））；④全截面进入塑性（图 6-4（d）），此时达到承载能力的极限状态。

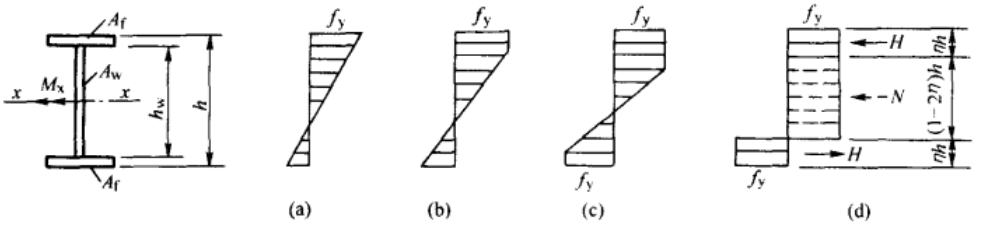


图 6-4　压弯构件的截面应力

由图 6-4（d），根据内外力的平衡条件，一对水平力 H 所组成的力偶与外力矩 M 平衡，合力 N 应与外轴力平衡，可以获得轴心力 N 和弯矩 M 的关系式。为了简化，取 $h \approx h_w$，令 $A_f = \alpha A_w$，则全截面面积 $A = (2\alpha + 1)A_w$。

内力的计算分为两种情况。

（1）中和轴在腹板范围内（$N \leqslant A_w f_y$）

$$N = (1 - 2\eta)ht_w f_y = (1 - 2\eta)A_w f_y \tag{6-1}$$

$$M = A_f h f_y + \eta A_w f_y (1 - \eta)h = A_w h f_y (\alpha + \eta - \eta^2) \tag{6-2}$$

消去以上二式中的 η，并令

$$N_p = Af_y = (2\alpha + 1)A_w f_y \tag{6-3}$$

$$M_{px} = W_{px} f_y = (\alpha A_w h + 0.25 A_w h) f_y = (\alpha + 0.25)A_w h f_y \tag{6-4}$$

得 N 和 M_x 的相关公式

$$\frac{(2\alpha + 1)^2}{4\alpha + 1}\frac{N^2}{N_p^2} + \frac{M_x}{M_{px}} = 1 \tag{6-5}$$

（2）中和轴在翼缘范围内（即 $N > A_w f_y$）

按上述相同方法可以得到

$$\frac{N}{N_p} + \frac{4\alpha + 1}{2(2\alpha + 1)}\frac{M_x}{M_{px}} = 1 \tag{6-6}$$

式（6-5）和（6-6）均为曲线，图 6-5 中的实线即为工字形截面构件当弯矩绕强轴作用时的相关曲线。此曲线是外凸的，但腹板面积 A_w 较小（即 $\alpha = A_f/A_w$ 较大）时，外凸不多。为了便于计算，同时考虑到分析中没有考虑附加挠度的不利影响，《钢结构设计规范》采用了直线式相关公式，即用斜直线（图 6-5 中的虚线）

$$\frac{N}{N_p} + \frac{M_x}{M_{px}} = 1 \tag{6-7}$$

代替曲线。

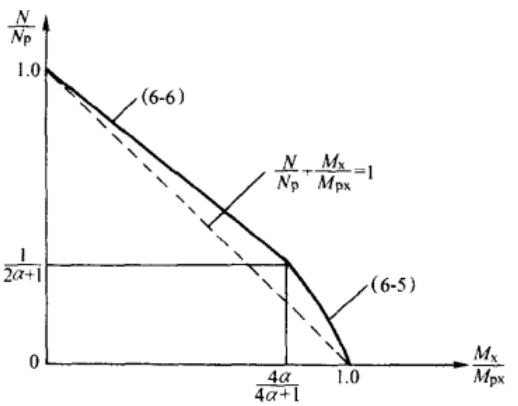


图 6-5　压弯和拉弯构件强度相关曲线

为了不使构件抗力过大，考虑塑性部分发展，令 $N_p = A_n f_y$，$M_{px} = \gamma_x W_{nx} f_y$，再引入抗力

分项系数，得到《钢结构设计规范》拉弯和压弯构件的强度计算式

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leqslant f \tag{6-8}$$

承受双向弯矩的拉弯或压弯构件，《钢结构设计规范》采用了与式（6-8）相衔接的线性公式

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leqslant f \tag{6-9}$$

式中：A_n ——净截面面积；

W_{nx}，W_{ny}——对 x 轴和 y 轴的净截面模量；

γ_x，γ_y ——截面塑性发展系数，取值见表 5-1。

当压弯构件受压翼缘的外伸宽度与其厚度之比 $b/t > 13\sqrt{235/f_y}$，但不超过 $15\sqrt{235/f_y}$ 时，应取 $\gamma_x = 1.0$。

对需要计算疲劳的拉弯和压弯构件，宜取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$，即不考虑截面塑性发展，按弹性应力状态计算。

［**例题 6-1**］ 图 6-6 所示的拉弯构件，间接承受动力荷载，轴向拉力的设计值为 800 kN，横向均布荷载的设计值为 7 kN/m。试选择其截面，设截面无削弱，钢材为 Q345。

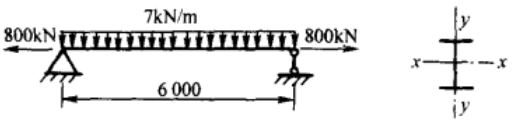


图 6-6　例题 6-1 图

［**解**］

设采用普通工字钢 I22a，截面积 $A = 42.1\ \text{cm}^2$，重量 0.32 kN/m，$W_x = 310\ \text{cm}^3$，$i_x = 8.99\ \text{cm}$，$i_y = 2.32\ \text{cm}$。

（1）验算强度

$$M_x = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8}(7 + 0.32 \times 1.2) \times 6^2 = 33.2(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{800 \times 10^3}{42.1 \times 10^2} + \frac{33.2 \times 10^6}{1.05 \times 310 \times 10^3} = 292.0(\text{N/mm}^2) < f = 310\ \text{N/mm}^2$$

（2）验算长细比

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{600}{8.99} = 66.7 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{600}{2.32} = 258.6 < [\lambda] = 350$$

所选截面满足设计要求。

第三节　实腹式压弯构件的整体稳定

压弯构件的截面尺寸通常由稳定承载力确定。对双轴对称截面一般将弯矩绕强轴作用，而单轴对称截面则将弯矩作用在对称轴平面内，使压力作用在分布材料较多的一侧。压弯构件可能在弯矩作用平面内弯曲失稳，也可能在弯矩作用平面外弯扭失稳。所以，压弯构件应

分别计算弯矩作用平面内和弯矩作用平面外的稳定。

一、弯矩作用平面内的稳定计算

目前确定压弯构件弯矩作用平面内极限承载力的方法很多，可分为两大类。一类是边缘屈服准则的计算方法，一类是精度较高的数值计算方法。

1. 边缘屈服准则

(1) 等效弯矩系数和弯矩放大系数

图 6-7 为一两端铰接压弯构件，横向荷载产生的跨中挠度为 v_m。当荷载为对称作用时，可假定挠曲线为正弦曲线。当轴心力作用后，根据式 (4-35)，在弹性范围，跨中挠度增加为

$$v_{max} = \frac{v_m}{1-\alpha} \tag{6-10}$$

式中 $\alpha = N/N_E$。

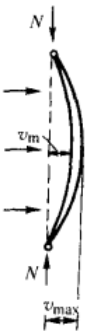


图 6-7 铰接压弯构件

由横向荷载产生的跨中弯矩为 M，由轴力产生的弯矩为 $N v_{max}$，因此跨中总弯矩

$$M_{max} = M + N\frac{v_m}{1-\alpha} = \frac{M}{1-\alpha}\left(1-\alpha+\frac{Nv_m}{M}\right) = \frac{M}{1-\alpha}\left[1+\left(\frac{N_E v_m}{M}-1\right)\alpha\right]$$

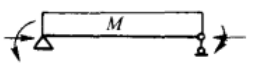
$$= \frac{\beta_m M}{1-\alpha} = \eta M \tag{6-11}$$

式中：β_m ——等效弯矩系数，$\beta_m = 1+\left(\frac{N_E v_m}{M}-1\right)\frac{N}{N_E}$；

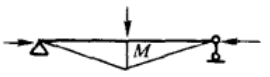
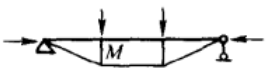
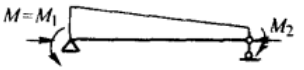
η ——弯矩放大系数，$\eta = \frac{\beta_m}{1-N/N_E}$。

根据各种荷载和支承情况产生的跨中弯矩 M 和跨中挠度 v_m，可以计算出等效弯矩系数 β_m，结果列于表 6-1 中的 1 ~ 7 项。表中第 8 项属不对称荷载作用，可用另外方法推导得出。

表 6-1 等效弯矩系数 β_m 值

序号	荷载及弯矩图形	弹性分析值	规范采用值
1	 正弦曲线	1.0	1.0
2	 抛物线	$1+0.028\frac{N}{N_E}$	1.0
3		$1+0.234\frac{N}{N_E}$	1.0

（续）

序号	荷载及弯矩图形	弹性分析值	规范采用值
4		$1-0.178\frac{N}{N_E}$	1.0
5		$1+0.051\frac{N}{N_E}$	1.0
6		$1-0.589\frac{N}{N_E}$	0.85
7		$1-0.315\frac{N}{N_E}$	0.85
8		$\sqrt{0.3+0.4\frac{M_2}{M_1}+0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2}$	$0.65+0.35\frac{M_2}{M_1}$

（2）压弯构件弯矩作用平面内稳定计算的边缘屈服准则

对于弹性压弯构件，可用截面边缘屈服作为稳定计算的准则。为了考虑初始缺陷的影响，假定各种缺陷的等效初弯曲呈跨中挠度为 v_0 的正弦曲线（图 6-8）。在任意横向荷载或端弯矩作用下的计算弯矩为 M，则跨中总弯矩应为

$$M_{max}=\frac{\beta_m M+Nv_0}{1-\frac{N}{N_E}} \tag{6-12}$$

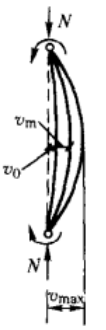


图 6-8　具有初弯曲的压弯构件

当构件中点截面边缘纤维达到屈服时，表达式为

$$\frac{N}{A}+\frac{\beta_m M+Nv_0}{\left(1-\frac{N}{N_E}\right)W}=f_y \tag{6-13}$$

令式（6-13）中的 $M=0$，即为有初始缺陷的轴心压杆边缘屈服时的表达式

$$\frac{N_0}{A}+\frac{N_0 v_0}{\left(1-\frac{N_0}{N_E}\right)W}=f_y \tag{6-14}$$

截面边缘屈服时，轴心力作用下的临界力 N_0 和轴心力与弯矩共同作用下的临界力 N 不同，$N_0>N$。

在式（6-14）中，因 $N_0=\varphi A f_y$，解得

$$v_0=\left(\frac{1}{\varphi}-1\right)\left(1-\varphi\frac{Af_y}{N_E}\right)\frac{W}{A}$$

将此 v_0 值代入式（6-13）中，整理得

$$\frac{N}{\varphi A}\left(1-\varphi\frac{N}{N_E}\right)+\frac{\beta_m M}{W}=f_y\left(1-\varphi\frac{N}{N_E}\right)$$

即

$$\frac{N}{\varphi A}+\frac{\beta_m M}{W\left(1-\varphi\frac{N}{N_E}\right)}=f_y \tag{6-15}$$

这就是由边缘屈服准则导出的相关公式。

由于式（6-15）利用了与轴心压杆相同的等效初弯曲 v_0，而轴心压杆的稳定已考虑弹塑性和残余应力等因素，因而不能认为式（6-15）完全忽略了残余应力和非弹性的影响。不过这种间接考虑的方式，必然使计算结果与压弯构件（特别是实腹式）的理论承载力之间产生误差。

《钢结构设计规范》将式（6-15）作为计算格构式压弯构件绕虚轴平面内稳定计算的相关公式。引入抗力分项系数，得出在 N 和 M_x 共同作用下的计算式

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x}\left(1-\varphi_x\frac{N}{N_{Ex}}\right)}=f \tag{6-16}$$

式中：φ_x——在弯矩作用平面内的轴心受压构件整体稳定系数；

W_{1x}——按受压最大分肢轴线或腹板外边缘确定的毛截面模量。

式（6-16）即为压弯构件按边缘屈服准则导出的相关公式。

2. 最大强度准则

边缘纤维屈服准则认为当构件截面受压最大纤维刚刚屈服构件即失去承载能力而发生破坏，较适用于格构式构件。实腹式压弯构件当受压最大边缘刚屈服时尚有较大的强度储备，即容许截面发展塑性。因此若要反映构件的实际受力情况，宜采用最大强度准则，即以具有各种初始缺陷的构件为计算模型，求解其极限承载能力。

第四章已介绍了具有初始缺陷（初弯曲、初偏心和残余应力）的轴心受压构件的稳定计算方法。实际上考虑初弯曲和初偏心的轴心受压构件就是压弯构件。

《钢结构设计规范》采用数值计算方法（逆算单元长度法），考虑构件存在 $l/1\,000$ 的初弯曲和实测的残余应力分布，算出了近 200 条压弯构件极限承载力曲线。

对于不同的截面形式或截面形式相同但尺寸不同、残余应力的分布不同以及失稳方向不同等，其计算曲线都有很大的差异。包括各种截面形式的近 200 条曲线，很难用一个统一公式来表达。经过分析，发现采用相关公式的形式可以较好地解决上述问题。由于影响稳定极限承载力的因素很多，且构件失稳时已进入弹塑性工作阶段，要得到精确的、符合各种不同情况的理论相关公式是不可能的。因此，只能根据理论分析的结果，经过数值运算，得出比较符合实际又能满足工程精度要求的实用相关公式。

《钢结构设计规范》将用数值方法得到的压弯构件的极限承载力 N_u 与用边缘纤维屈服准则推导的相关公式（6-16）中的轴心压力 N 进行比较，对于短粗的实腹杆，式（6-16）偏于安全；而对于细长的实腹杆，则偏于不安全。因此，《钢结构设计规范》采用了弹性压弯构件边缘纤维屈服准则相关公式的形式，计算弯曲应力时考虑了截面的塑性发展和二阶弯矩，对于初弯曲和残余应力的影响，用等效偏心距 v_0 综合考虑，提出一近似相关公式

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{M_x}{W_{px}\left(1-0.8\frac{N}{N_{Ex}}\right)}=f_y \tag{6-17}$$

式中：W_{px}——截面塑性模量。

式中的系数是经数值运算和比较而得，发现0.8可使式（6-17）的计算结果与各种截面的理论计算结果误差最小，即0.8为最优值。图6-9中的虚线即为焊接工字钢按式（6-17）的计算结果。

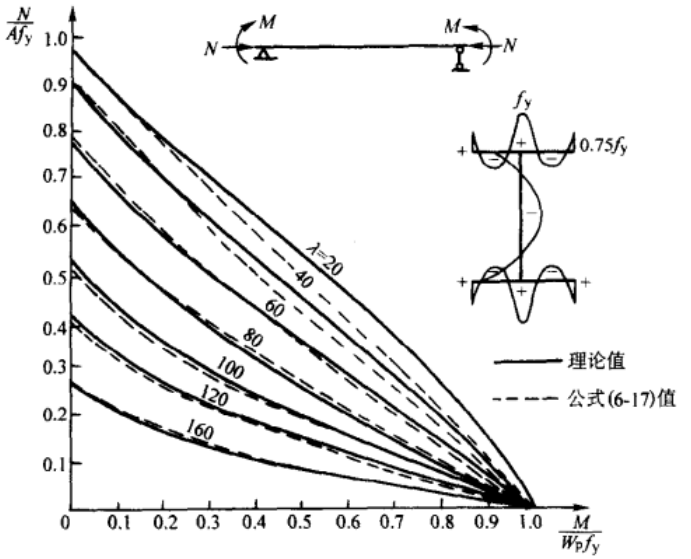


图6-9　焊接工字钢压弯构件的相关曲线

3.《钢结构设计规范》规定的实腹式压弯构件的整体稳定计算式

式（6-17）仅适用于弯矩沿杆长均匀分布的两端铰接压弯构件。当弯矩为非均匀分布时，构件的实际承载能力将比式（6-17）计算值高。为了把式（6-17）推广应用于其他荷载作用时的压弯构件，可用等效弯矩 $\beta_{mx}M_x$ 代替公式中的 M_x 来考虑这种有利因素。另外，考虑部分截面发展塑性，采用 $W_{px}=\gamma_x W_{1x}$，并引入抗力分项系数，即得到《钢结构设计规范》采用的实腹式压弯构件弯矩作用平面内的稳定计算式

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{1x}\left(1-0.8\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f \tag{6-18}$$

式中：N——所计算构件段范围内轴向压力设计值；

M_x——所计算构件段范围内的最大弯矩设计值；

φ_x——弯矩作用平面内的轴心受压构件的稳定系数；

W_{1x}——弯矩作用平面内对较大受压纤维的毛截面模量；

N'_{Ex}——参数，$N'_{Ex}=\dfrac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_x^2}$；

β_{mx}——等效弯矩系数。

上式中的等效弯矩系数 β_{mx} 应按下列规定采用。

1）框架柱和两端支承的构件：

①无横向荷载作用：$\beta_{mx}=0.65+0.35\dfrac{M_2}{M_1}$，$M_1$ 和 M_2 为端弯矩，使构件产生同向曲率

（无反弯点）时取同号，使构件产生反向曲率（有反弯点）时取异号，$|M_1| \geqslant |M_2|$；

②有端弯矩和横向荷载同时作用：使构件产生同向曲率时，$\beta_{mx}=1.0$，使构件产生反向曲率时，$\beta_{mx}=0.85$；

③无端弯矩但有横向荷载作用：$\beta_{mx}=1.0$。

2）悬臂构件和分析内力未考虑二阶效应的无支撑纯框架和弱支撑框架柱，$\beta_{mx}=1.0$。

对于T形等单轴对称截面压弯构件，当弯矩作用于对称轴平面且使较大翼缘受压时，构件失稳时出现的塑性区除存在前述受压区屈服和受压、受拉区同时屈服两种情况外，还可能在受拉区首先出现屈服而导致构件失去承载能力，故除了按式（6-18）计算外，还应按下式计算

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{2x}\left(1 - 1.25 \dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)} \right| \leqslant f \tag{6-19}$$

式中：W_{2x}——受拉侧最外纤维的毛截面模量。

式中的系数1.25是经过与理论计算结果比较后引进的修正系数。

二、弯矩作用平面外的稳定计算

开口薄壁截面压弯构件的抗扭刚度及弯矩作用平面外的抗弯刚度通常较小，当构件在弯矩作用平面外没有足够的支撑以阻止其产生侧向位移和扭转时，构件可能因弯扭屈曲而破坏。

如图6-10的双轴对称工字形截面，两端铰接夹支，但端截面可以自由翘曲，压力作用于 y 轴的 D 点上，偏心距为 e，杆件变形后，对 x 轴建立弯矩平衡方程

$$-EI_x v'' = N(v - e) \tag{6-20}$$

上式表示杆件绕强轴发生平面弯曲变形。

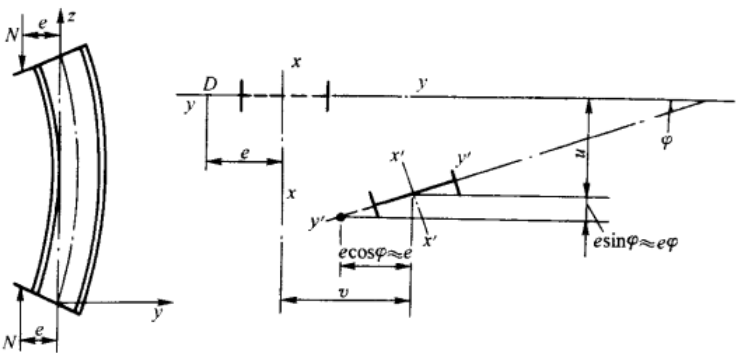


图6-10　工字形截面的位移和扭转

属于弯矩作用平面外的弯扭屈曲的平衡方程包括以下两种。

（1）对 y 轴的弯矩平衡方程

截面剪心（即形心）的侧向位移为 u，由于扭角 φ 使压力作用点增加的位移为 $e\varphi$，故平衡方程为

$$-EI_y u'' = N(u + e\varphi) \tag{6-21}$$

（2）对 z 轴（纵轴）的扭矩平衡方程

由于侧向位移，横向剪力对剪心产生扭矩 Neu'，所以对纵轴扭矩的平衡方程应是在轴心压杆扭转屈曲平衡方程（4-21）的基础上增加外扭矩，即

$$-EI_\omega\varphi''' + GI_t\varphi' = Ni_0^2\varphi' + Neu' \tag{6-22}$$

方程（6-21）、(6-22）与单轴对称截面轴心压杆的平衡方程（4-25）、(4-26）相似，只不过将前者的剪心与形心距离 a_0 改为偏心距 e 而已。所以，不再重复推导，直接列出双轴对称截面偏心压杆的临界力计算式

$$(N_{Ey} - N)(N_z - N) - \left(\frac{Ne}{i_0}\right)^2 = 0 \tag{6-23}$$

上式的解即为偏心距为 e 的双轴对称截面偏心压杆的临界力

$$N_{cr} = \frac{1}{2}\left[(N_{Ey} + N_z) - \sqrt{(N_{Ey} - N_z)^2 + \left(\frac{2Ne}{i_0}\right)^2}\right] \tag{6-24}$$

如果偏心距 $e=0$，即构件的端弯矩 $M=0$，由式（6-24）可以得到轴心受压构件的临界力 $N_{cr}=N_{Ey}$或 $N_{cr}=N_z$。这里，绕截面弱轴弯曲屈曲的临界力

$$N_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_y^2}$$

绕截面纵轴扭曲屈曲的临界力

$$N_z = \frac{\left(GI_t + \dfrac{\pi^2 EI_\omega}{l_\omega^2}\right)}{i_0^2}$$

式中：I_t——截面的抗扭惯性矩；

I_ω——截面的翘曲惯性矩；

i_0——截面的极回转半径，$i_0^2 = \dfrac{(I_x + I_y)}{A}$；

l_y，l_ω——分别是构件的侧向弯曲自由长度和扭转自由长度，对于两端铰接的杆 $l_y = l_\omega = l$。

如果设端弯矩 $Ne = M_x$ 保持为定值，在 e 无限增加的同时 N 趋近于零，则由式（6-23）得到双轴对称纯弯曲梁的临界弯矩

$$M_{crx} = \sqrt{i_0^2 N_{Ey} N_z} \tag{6-25}$$

由此，式（6-23）可以改写为

$$\left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right)\left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\frac{N_{Ey}}{N_z}\right) - \left(\frac{M_x}{M_{crx}}\right)^2 = 0 \tag{6-26}$$

此式就是双轴对称截面压弯构件纯弯曲时弯矩作用平面外稳定计算的相关方程。把式（6-26）绘制成$\dfrac{N}{N_{Ey}}$和$\dfrac{M_x}{M_{crx}}$的相关曲线，如图 6-11 所示。

这些曲线与$\dfrac{N_z}{N_{Ey}}$的比值有关，$\dfrac{N_z}{N_{Ey}}$值愈大，曲线愈外凸，压弯构件弯扭屈曲的承载能力愈高。对于钢结构中常用的双轴对称工字形截面，其$\dfrac{N_z}{N_{Ey}}$总是大于 1.0，如偏安全地取$\dfrac{N_z}{N_{Ey}} = 1.0$，

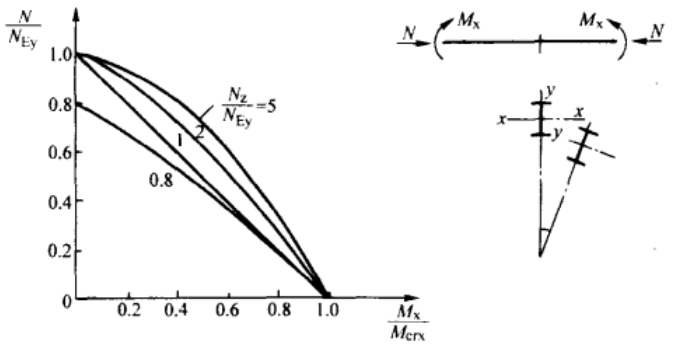


图 6-11 $\frac{N}{N_{Ey}}$和$\frac{M_x}{M_{crx}}$的相关曲线

则上式成为

$$\left(\frac{M_x}{M_{crx}}\right)^2 = \left(1-\frac{N}{N_{Ey}}\right)^2$$

$$\frac{N}{N_{Ey}} + \frac{M_x}{M_{crx}} = 1 \tag{6-27}$$

上式是根据弹性工作状态的双轴对称截面导出的理论简化式。理论分析和试验研究表明，此式同样适用于弹塑性压弯构件的弯扭屈曲计算，而且对于单轴对称截面的压弯构件，只要用单轴对称截面轴心压杆的弯扭屈曲临界力 N_{cr}代替式中的 N_{Ey}，相关公式仍然适用，而式（6-27）是一个简单的直线式。

在式（6-27）中，将 $N_{Ey}=\varphi_y f_y A$，$M_{crx}=\varphi_b f_y W_{1x}$代入，并引入非均匀弯矩作用时的等效弯矩系数 β_{mx}、箱形截面的调整系数 η 以及抗力分项系数 γ_R 后，即得到《钢结构设计规范》规定的压弯构件在弯矩作用平面外稳定计算的相关公式

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_b W_{1x}} \leqslant f \tag{6-28}$$

式中：M_x ——所计算构件段范围内（构件侧向支承点间）的最大弯矩；

η ——截面影响系数，闭合截面 $\eta=0.7$，其他截面 $\eta=1.0$；

φ_y ——弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数；

φ_b ——均匀弯曲受弯构件的整体稳定系数，采用近似计算公式计算，对闭口截面 $\varphi_b=1.0$；

β_{tx}——等效弯矩系数。

上式中的等效弯矩系数 β_{tx}应按下列规定采用。

1）在弯矩作用平面外有支承的构件，应根据两相邻支承点间构件段内的荷载和内力情况确定。

①所考虑构件段无横向荷载作用：$\beta_{tx}=0.65+0.35\frac{M_2}{M_1}$，$M_1$ 和 M_2 是在弯矩作用平面内的端弯矩，使构件段产生同向曲率时取同号，产生反向曲率时取异号，$|M_1|\geqslant|M_2|$；

②所考虑构件段内有端弯矩和横向荷载同时作用：使构件段产生同向曲率时，$\beta_{tx}=1.0$，使构件段产生反向曲率时，$\beta_{tx}=0.85$；

③所考虑构件段内无端弯矩但有横向荷载作用：$\beta_{tx}=1.0$。

2）弯矩作用平面外为悬臂的构件，$\beta_{tx}=1.0$。

三、双向弯曲实腹式压弯构件的整体稳定

前面所述的压弯构件，弯矩仅作用在构件的一个主轴平面内，为单向弯曲压弯构件。弯矩作用在两个主轴平面内为双向弯曲压弯构件，在实际工程中较为少见。《钢结构设计规范》仅规定了双轴对称截面压弯构件的计算方法。

双轴对称的工字形截面（H型钢）和箱形截面的压弯构件，当弯矩作用在两个主轴平面内时，可用下列与式（6-18）和式（6-28）相衔接的线性公式计算其稳定性

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_x\left(1-0.8\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}+\eta\frac{\beta_{ty}M_y}{\varphi_{by}W_y}\leqslant f \tag{6-29}$$

$$\frac{N}{\varphi_y A}+\eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_{bx}W_x}+\frac{\beta_{my}M_y}{\gamma_y W_y\left(1-0.8\dfrac{N}{N'_{Ey}}\right)}\leqslant f \tag{6-30}$$

式中：φ_x，φ_y——对强轴 x—x 和弱轴 y—y 的轴心受压构件稳定系数；

φ_{bx}，φ_{by}——均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数（工字形（H形）截面的非悬臂（悬伸）构件 φ_{bx}可按近似公式计算，φ_{by}可取 1.0；对闭口截面，取$\varphi_{bx}=\varphi_{by}=1.0$）；

M_x，M_y——所计算构件段范围内对强轴和弱轴的最大弯矩；

N'_{Ex}，N'_{Ey}——参数，$N'_{Ex}=\dfrac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_x^2}$，$N'_{Ey}=\dfrac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_y^2}$；

W_x，W_y——对强轴和弱轴的毛截面模量；

β_{mx}，β_{my}——弯矩作用平面内等效弯矩系数；

β_{tx}，β_{ty}——弯矩作用平面外等效弯矩系数。

第四节　实腹式压弯构件的局部稳定

为了保证压弯构件中板件的局部稳定，采取同轴心受压构件相同的办法，限制受压翼缘和腹板的宽厚比和高厚比。

一、受压翼缘的宽厚比

压弯构件的受压翼缘板，其应力情况与梁受压翼缘基本相同，因此其受压翼缘宽厚比限值与梁受压翼缘的宽厚比限值相同。

工字形（H形）、T形和箱形压弯构件，受压翼缘板外伸宽度 b 与其厚度 t 之比，应符合式（5-38a）的要求。

当强度和稳定计算中取 $\gamma_x=1.0$，应符合式（5-38b）的要求。

箱形截面压弯构件受压翼缘两腹板之间部分的宽厚比，应符合式（5-39）的要求。

二、腹板的高厚比

1. 工字形截面

工字形截面腹板的受力状态如图 6-12 所示。在平均剪应力 τ 和非均匀正应力 σ 的共同作用下，其临界条件为

$$\left[1-\left(\frac{\alpha_0}{2}\right)^5\right]\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}}+\left(\frac{\alpha_0}{2}\right)^5\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2\leqslant 1 \tag{6-31}$$

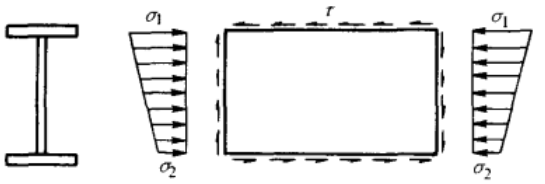


图 6-12　压弯构件的腹板

式中：σ，τ ——压弯构件腹板边缘的最大压应力和腹板平均剪应力；

α_0 ——腹板上、下边缘的最大压应力和最小应力的应力梯度

$$\alpha_0=\frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \tag{6-32}$$

σ_{max} 和 σ_{min} 均以压应力为正；

τ_{cr} ——腹板仅受剪力作用时的屈曲剪应力，$\tau_{cr}=\dfrac{k_s\pi^2E}{12(1-\nu^2)}\left(\dfrac{t_w}{h_0}\right)^2$；

σ_{cr} ——腹板仅受弯矩和轴线压力共同作用时的屈曲应力，$\sigma_{cr}=\dfrac{k_b\pi^2E}{12(1-\nu^2)}\left(\dfrac{t_w}{h_0}\right)^2$。

对压弯构件，腹板中剪应力 τ 的影响不大，经分析，平均剪应力 τ 可取腹板弯曲应力 σ 的 0.3 倍，即 $\tau=0.3\sigma$，这样由式（6-32）可以得到腹板弹性屈曲临界应力

$$\sigma_{cr}=k_e\frac{\pi^2E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 \tag{6-33}$$

式中：k_e ——弹性屈曲系数，其值与应力梯度 α_0 有关，见表 6-2。

表 6-2　压弯构件中腹板的屈曲系数和高厚比 h_0/t_w

α_0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
k_e	4.000	4.443	4.992	5.689	6.595	7.812	9.503	11.868	15.183	19.524	23.922
k_p	4.000	3.914	3.874	4.242	4.681	5.214	5.886	6.678	7.576	9.738	11.301
$\dfrac{h_0}{t_w}$	56.24	55.64	55.35	57.92	60.84	64.21	68.23	72.67	77.40	87.76	94.54

由式（6-33）得到的临界应力只适用于弹性状态屈曲的板，压弯构件失稳时，截面的塑性变形将有不同程度地发展。腹板的塑性发展深度与构件的长细比和板的应力梯度 α_0 有关，

腹板的弹塑性临界应力

$$\sigma_{cr} = k_p \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 \tag{6-34}$$

式中：k_p——塑性屈曲系数，当 $\tau = 0.3\sigma$，截面塑性发展深度为 $0.25h_0$ 时，其值列于表 6-2。

式(6-34) 中如取临界应力 $\sigma_{cr} = 235\ \text{N/mm}^2$，$\nu = 0.3$ 和 $E = 206 \times 10^3\ \text{N/mm}^2$，可以得到腹板高厚比 h_0/t_w 与应力梯度 α_0 之间的关系，列于表 6-2。此关系可近似地用直线式表示如下

当 $0 \leqslant \alpha_0 \leqslant 1.6$ 时　　$\dfrac{h_0}{t_w} = 16\alpha_0 + 50$

当 $1.6 < \alpha_0 \leqslant 2.0$ 时　　$\dfrac{h_0}{t_w} = 48\alpha_0 - 1$

对于长细比较小的压弯构件，整体失稳时截面的塑性发展深度实际上已超过了 $0.25h_0$，对于长细比较大的压弯构件，截面塑性发展深度则不到 $0.25h_0$，甚至腹板受压最大的边缘还没有屈服。因此，h_0/t_w 之值宜随长细比的增大而适当放大。同时，当 $\alpha_0 = 0$ 时，应与轴心受压构件腹板高厚比的要求相一致；而当 $\alpha_0 = 2$ 时，应与受弯构件中考虑了弯矩和剪力共同作用的腹板高厚比的要求相一致。因此，工字形截面压弯构件腹板高厚比限值如下。

当 $0 \leqslant \alpha_0 \leqslant 1.6$ 时

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-35a}$$

当 $1.6 < \alpha_0 \leqslant 2.0$ 时

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-35b}$$

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

式中：σ_{max}——腹板计算高度边缘的最大压应力，计算时不考虑构件的稳定系数和截面塑性发展系数；

σ_{min}——腹板计算高度另一边缘相应的应力，压应力取正值，拉应力取负值；

λ——构件在弯矩作用平面内的长细比；当 $\lambda < 30$ 时，取 $\lambda = 30$；当 $\lambda > 100$ 时，取 $\lambda = 100$。

当 $\alpha_0 = 0$ 时，式 (6-35a) 符合对轴心受压构件中腹板高厚比的要求；当 $\alpha_0 = 2$ 时，式 (6-35b) 符合受弯构件中腹板在弯曲应力和剪应力共同作用下高厚比的要求。

在高度很大的实腹式柱中，腹板的高厚比也可以超过式 (6-35) 所规定的限值。这时应取腹板两侧与翼缘板相连接的宽度为 $20t_w\sqrt{235/f_y}$ 的部分作为腹板的有效截面，然后进行构件的整体稳定验算，但计算其长细比时仍按整个截面考虑。这种处理方法比加厚腹板更为经济有效。

2. T形截面

(1) 弯矩使腹板自由边受压

当 $\alpha_0 \leqslant 1.0$（弯矩较小）时，T形截面腹板中压应力分布不均匀的有利影响不大，其宽厚比限值采用与翼缘板相同；当 $\alpha_0 > 1.0$（弯矩较大）时，此有利影响较大，故宽厚比限值提高20%。

当 $\alpha_0 \leqslant 1.0$ 时

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-36a}$$

当 $\alpha_0 > 1.0$ 时

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 18\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-36b}$$

(2) 弯矩使腹板自由边受拉

热轧剖分T形钢

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (15 + 0.2\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-37a}$$

焊接T形钢

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant (13 + 0.17\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-37b}$$

3. 箱形截面

考虑两腹板受力可能不一致，且通常腹板与翼缘的连接采用单面角焊缝，因此翼缘对腹板的约束作用，小于工字形截面的约束作用，因而箱形截面腹板的宽厚比限值取为工字形截面的0.8倍，即

当 $0 \leqslant \alpha_0 < 1.6$ 时

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 0.8(16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-38a}$$

当 $1.6 < \alpha_0 \leqslant 2.0$ 时

$$\frac{h_0}{t_w} \leqslant 0.8(48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2)\sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{6-38b}$$

当式（6-38）右侧计算值小于 $40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时，取 $40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$。

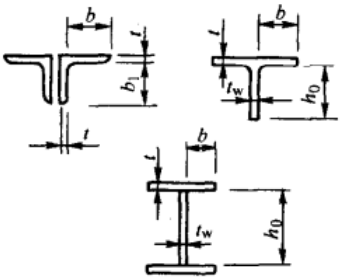
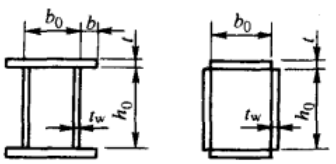
4. 圆管截面

一般圆管截面构件的弯矩不大，故其外径与厚度之比的限值与轴心受压构件的规定相同，即

$$\frac{D}{t} \leqslant 100\left(\frac{235}{f_y}\right)$$

实腹式压弯构件板件宽厚比限值列于表6-3。

表 6-3　压弯构件的板件宽厚比限值

项次	截　面	宽厚比限值
1		$\frac{b}{t}\leqslant 13\sqrt{\frac{235}{f_y}}$（弹塑性设计） $\frac{b}{t}\leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$（弹性设计）
2		弯矩使腹板自由边受压的 T 形截面 当 $\alpha_0\leqslant 1.0$ 时，$\frac{h_0}{t_w}$ 或 $\frac{b_1}{t}\leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 当 $\alpha_0 > 1.0$ 时，$\frac{h_0}{t_w}$ 或 $\frac{b_1}{t}\leqslant 18\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 弯矩使腹板自由边受拉的 T 形截面 热轧剖分 T 形钢 $\frac{h_0}{t_w}\leqslant (15+0.2\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 焊接 T 形钢 $\frac{h_0}{t_w}\leqslant (13+0.17\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
3		当 $0\leqslant\alpha_0\leqslant 1.6$ 时 $\frac{h_0}{t_w}\leqslant (16\alpha_0+0.5\lambda+25)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 当 $1.6<\alpha_0\leqslant 2$ 时 $\frac{h_0}{t_w}\leqslant (16\alpha_0+0.5\lambda-26.2)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
4		$\frac{b}{t}$ 同项次 1
5		$\frac{b_0}{t}\leqslant 40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$
6		$\frac{h_0}{t_w}\leqslant$ 项次 3 右侧乘以 0.8 的值（当此值小于 $40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时，取 $40\sqrt{\frac{235}{f_y}}$）
7		$\frac{D}{t}\leqslant 100\left(\frac{235}{f_y}\right)$

第五节　压弯构件的计算长度

单根受压构件的计算长度可根据构件端部的约束条件按弹性稳定理论确定。对于端部约束条件比较简单的单根压弯构件，利用计算长度系数 μ（表 4-3）可直接得到计算长度。但对于框架柱，框架平面内的计算长度需通过对框架的整体稳定分析得到，框架平面外的计算长度则需根据支承点的布置情况确定。

一、单层等截面框架柱在框架平面内的计算长度

在进行框架的整体稳定分析时，一般取平面框架作为计算模型，不考虑空间作用。框架分为无支撑纯框架和有支撑框架，其中有支撑框架根据抗侧移刚度的大小分为强支撑框架和弱支撑框架。

当支撑结构（支撑桁架、剪力墙和电梯井等）的侧移刚度（产生单位侧倾角的水平力）S_b 满足式（6-39）的要求时，为强支撑框架。

$$S_b \geqslant 3(1.2\sum N_{bi} - \sum N_{0i}) \tag{6-39}$$

式中：$\sum N_{bi}$，$\sum N_{0i}$——第 i 层层间所有框架柱分别采用无侧移框架和有侧移框架柱计算长度系数算得的轴心受压稳定承载力之和。

当支撑结构的侧移刚度 S_b 不满足式（6-39）的要求时，为弱支撑框架。强支撑框架失稳形式一般为无侧移的（图 6-13（a）、（b）），弱支撑框架失稳形式为有侧移的（图 6-13（c）、（d））。有侧移失稳的框架，其临界力比无侧移失稳的框架低得多。因此，除非有阻止框架侧移的支撑体系（包括支撑架、剪力墙等），框架的承载能力一般按有侧移失稳时的临界力确定。

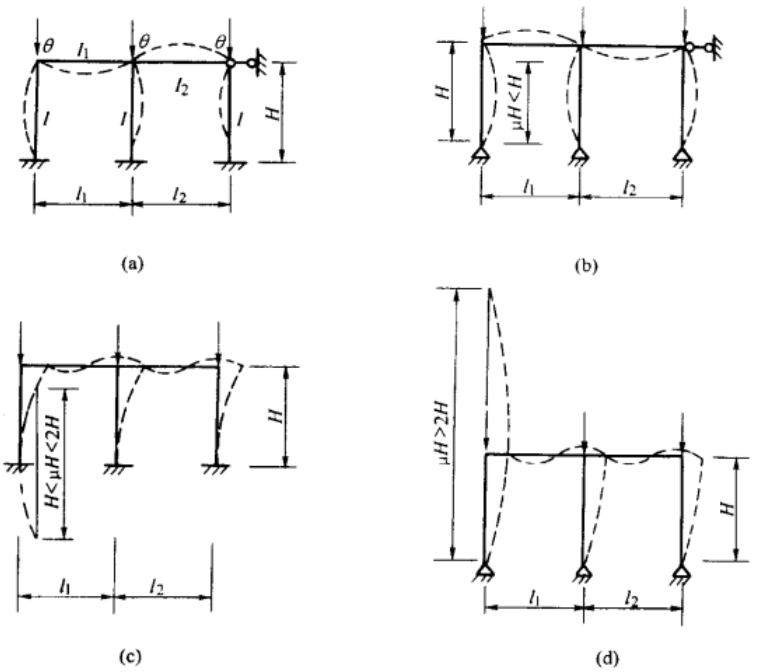


图 6-13　单层框架的失稳形式

1. 无支撑纯框架

（1）一阶弹性分析方法

框架柱的上端与横梁刚性连接。横梁对柱的约束作用取决于横梁的线刚度 I_1/l 与柱的线刚度 I/H 的比值 K_1，即

$$K_1 = \frac{I_1/l}{I/H} \tag{6-40}$$

对于单层多跨框架，K_1 值为与柱相邻的两根横梁的线刚度之和 $I_1/l_1 + I_2/l_2$ 与柱线刚度 I/H 之比，即

$$K_1 = \frac{I_1/l_1 + I_2/l_2}{I/H} \tag{6-41}$$

确定框架柱的计算长度通常根据弹性稳定理论，并做如下的近似假定：

1）框架只承受作用于节点的竖向荷载，忽略横梁荷载和水平荷载产生梁端弯矩的影响。分析比较表明，在弹性工作范围内，此种假定带来的误差不大，可以满足设计工作的要求。但需注意，此假定只能用于确定计算长度，在计算柱的截面尺寸时必须同时考虑弯矩和轴心力。

2）所有框架柱同时丧失稳定，即所有框架柱同时达到临界荷载。

3）失稳时横梁两端的转角相等。

框架柱在框架平面内的计算长度 H_0 可用下式表达

$$H_0 = \mu H \tag{6-42}$$

式中：H ——柱的几何长度；

μ ——计算长度系数。

μ 值与框架柱柱脚和基础的连接形式及 K_1 值有关。表 6-4 为采用一阶弹性分析计算内力时单层等截面框架柱的计算长度系数 μ 值，它是在上述近似假定的基础上用弹性稳定理论求得的。

表 6-4　有侧移单层等截面无支撑纯框架柱的计算长度系数 μ

柱与基础的连接	相交于上端的横梁线刚度之和与柱线刚度之比										
	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	2.0	5.0	≥10
铰接	—	6.02	4.46	3.42	3.01	2.78	2.64	2.33	2.17	2.07	2.03
刚接	2.03	1.83	1.70	1.52	1.42	1.35	1.30	1.17	1.10	1.05	1.03

注：1. 线刚度为截面惯性矩与构件长度之比。

2. 与柱铰接的横梁取其线刚度为零。

3. 计算框架的等截面格构式柱和桁架式横梁的线刚度时，应考虑缀材（或腹杆）变形的影响，将其惯性矩乘以 0.9。当桁架式横梁高度有变化时，其惯性矩宜按平均高度计算。

从表 6-4 可以看出，有侧移的无支撑纯框架失稳时，框架柱的计算长度系数都大于 1.0。柱脚刚接的有侧移无支撑纯框架柱，μ 值约在 1.0～2.0 之间（如图 6-13（c））。柱脚铰接的有侧移无支撑纯框架柱，μ 值总是大于 2.0，其实际意义可通过图 6-13（d）所示的变形情况来理解。μ 值可通过附表 5-2 查得。

（2）二阶弹性分析方法

当采用二阶弹性分析方法计算框架柱内力且在柱顶施加按式（6-43）计算的假想水平力 H_{ni} 时，框架柱的计算长度系数 $\mu = 1.0$。

$$H_{ni} = \frac{\alpha_y Q_i}{250}\sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} \tag{6-43}$$

式中：Q_i ——第 i 楼层的总重力荷载设计值；

n_s ——框架总层数，当 $\sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} > 1$ 时，取此根号值为 1.0；

α_y ——钢材强度影响系数（Q235 钢为 1.0，Q345 钢为 1.1，Q390 钢为 1.2，Q420 钢为 1.25）。

2. 有支撑框架

（1）强支撑框架

对于无侧移的强支撑框架柱，柱子的计算长度系数 μ 将小于 1.0（图 6-13（a）、（b）），可通过附表 5-1 查得。

（2）弱支撑框架

弱支撑框架柱的轴压稳定系数 φ 直接按下式计算

$$\varphi = \varphi_0 + (\varphi_1 - \varphi_0)\frac{S_b}{3(1.2\sum N_{bi} - \sum N_{0i})} \tag{6-44}$$

式中：φ_1，φ_0 ——分别为按无侧移框架柱和有侧移框架柱计算长度系数算得的轴心压杆稳定系数。

在确定下列情况的框架柱计算长度系数时应考虑：

1）附有摇摆柱（两端铰接柱）的无支撑纯框架柱和弱支撑框架柱的计算长度系数应乘以增大系数

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\sum(N_1/H_1)}{\sum(N_f/H_f)}} \tag{6-45}$$

式中：$\sum(N_f/H_f)$ ——各框架柱轴心压力设计值与柱子高度比值之和；

$\sum(N_1/H_1)$ ——各摇摆柱轴心压力设计值与柱子高度比值之和。

摇摆柱的计算长度取其几何长度。

2）当与计算柱同层的其他柱或与计算柱连接的上下层柱的稳定承载力有潜力时，可利用这些柱的支持作用，对计算柱的计算长度系数进行折减，提供支持作用的柱的计算长度系数则应相应增大。

3）当梁与柱的连接为半刚性构造时，确定柱计算长度应考虑节点连接的特性。

二、多层等截面框架柱在框架平面内的计算长度

多层多跨框架的失稳形式也分为无侧移失稳（图 6-14（a））和有侧移失稳（图 6-14（b））两种情况，计算时的基本假定与单层框架相同。

多层框架无论在哪一类形式下失稳，每一根柱都要受到柱端构件以及远端构件的影响。因多层多跨框架的未知节点位移数较多，需要展开高阶行列式和求解复杂的超越方程，其计算工作量大且很困难。故在实用工程设计中，引入了简化杆端约束条件的假定，即将框架简化为图 6-14（c）、（d）所示的计算单元，只考虑与柱子直接相连构件的约束作用。在确定柱的计算长度时，假设柱子开始失稳时相交于上下两端节点的横梁对于柱子提供的约束弯矩，按线刚度比值 K_1 和 K_2 分配给柱子。这里，K_1 为相交于柱上端节点的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值；K_2 为相交于柱下端节点的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。以图 6-14 中的 12 杆为例，则

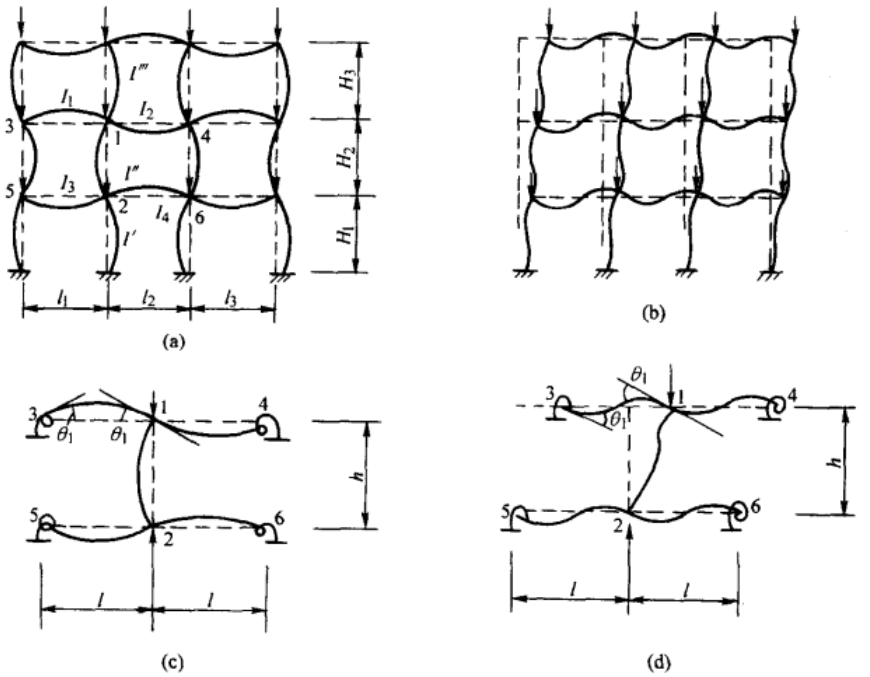


图 6-14　多层框架的失稳形式

$$K_1 = \frac{I_1/l_1 + I_2/l_2}{I'''/H_3 + I''/H_2}$$

$$K_2 = \frac{I_3/l_1 + I_4/l_2}{I''/H_2 + I'/H_1}$$

多层框架的计算长度系数 μ 见附表 5-1（无侧移框架）和附表 5-2（有侧移框架）。柱与基础刚接时，从理论上来说 $K_2 = \infty$，但考虑到实际工程情况，取 $K_2 \geqslant 10$ 时的 μ 值。

μ 值亦可采用下列近似公式计算。

（1）无侧移失稳

$$\mu = \frac{3 + 1.4(K_1 + K_2) + 0.64K_1K_2}{3 + 2(K_1 + K_2) + 1.28K_1K_2}$$

对无侧移单层框架柱或多层框架的底层柱，则上式分为如下情况：

柱脚刚性固接时，$K_2 = 10$　　$\mu = \dfrac{0.74 + 0.34K_1}{1 + 0.643K_1}$

柱脚铰接时，$K_2 = 0$　　$\mu = \dfrac{3 + 1.4K_1}{3 + 2K_1}$

（2）有侧移失稳

$$\mu = \sqrt{\frac{7.5K_1K_2 + 4(K_1 + K_2) + 1.6}{7.5K_1K_2 + K_1 + K_2}}$$

对单层有侧移框架柱或多层框架的底层柱，则上式分为如下情况：

柱脚刚性固接时，$K_2 = 10$　　$\mu = \sqrt{\dfrac{7.9K_1 + 4.16}{7.6K_1 + 1}}$

柱脚铰接时，$K_2 = 0$　　$\mu = \sqrt{4 + \dfrac{1.6}{K_1}}$

如将理论式和近似式的计算结果进行比较，可以看出误差很小。

三、框架柱在框架平面外的计算长度

框架柱在框架平面外的计算长度一般由支撑构件的设置情况确定。支撑体系提供柱在平面外的支承点，这些支承点应能阻止柱在框架平面外发生侧移，柱在平面外的计算长度即取决于支承点间的距离。

[**例题 6-2**] 图 6-15 所示为一柱脚铰接的双跨等截面柱框架。要求确定边柱和中柱在框架平面内的计算长度。

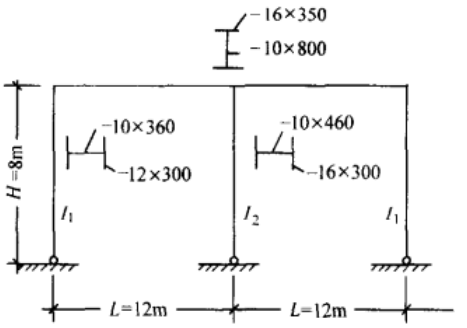


图 6-15 例题 6-2 图

[**解**]

框架中各构件的截面惯性矩

横梁 $I_0 = \dfrac{1\times 80^3}{12} + 2\times 35\times 1.6\times 40.8^2$

$= 229\ 106\ (\text{cm}^4)$

边柱 $I_1 = \dfrac{1\times 36^3}{12} + 2\times 30\times 1.2\times 18.6^2$

$= 28\ 797\ (\text{cm}^4)$

中柱 $I_2 = \dfrac{1\times 46^3}{12} + 2\times 30\times 1.6\times 23.8^2 = 62\ 490\ (\text{cm}^4)$

横梁的线刚度与边柱的线刚度比值

$$K = \frac{I_0/L}{I_1/H} = \frac{229\ 106/12}{28\ 797/8} = 5.3$$

图 6-15 为有侧移框架，柱的下端与柱基础铰接，上端与横梁刚接，查附表 5-2 得

$$\mu = 2.07 - \frac{(5.3-5)}{(10-5)}(2.07-2.03) = 2.07$$

用近似公式计算，$\mu = 2\sqrt{1+\dfrac{0.38}{5.3}} = 2.07$

两个横梁的线刚度之和与中柱的线刚度比值

$$K_1 = \frac{2I_0/L}{I_2/H} = \frac{2\times 229\ 106/12}{62\ 490/8} = 4.9$$

查附表 5-2 得 $\mu = 2.07 + \dfrac{(5-4.9)}{(5-1)}(2.33-2.07) = 2.08$

用近似公式计算 $\mu = 2\times\sqrt{1+\dfrac{0.38}{4.9}} = 2.08$

两种方法计算结果一致。

第六节 实腹式压弯构件的设计

一、截面形式

对于压弯构件，当承受的弯矩较小时其截面形式一般和轴心受压构件（图 4-1）相同。

当弯矩较大时，宜采用弯矩平面内截面高度较大的双轴或单轴对称截面（图 6-16）。

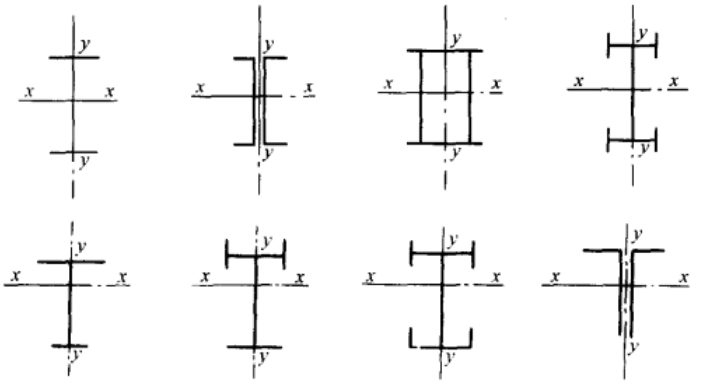


图 6-16　承受较大弯矩的实腹式压弯构件的截面形式

二、截面选择及验算

压弯构件的计算比较复杂，一般首先假设适当的截面，然后进行验算。假设截面时可参考已有的类似设计并做必要的估算。

设计的截面还应满足构造简单，便于施工，易于与其他构件连接，所采用的钢材和规格易于得到的原则。

截面选择的具体步骤如下：

1）计算构件的内力设计值，即弯矩设计值 M_x、轴心压力设计值 N 和剪力设计值 V；

2）选择截面形式；

3）确定钢材及强度设计值；

4）确定弯矩作用平面内和平面外的计算长度；

5）根据经验或已有资料初选截面尺寸；

6）对初选截面进行强度验算、刚度验算、弯矩作用平面内整体稳定验算、弯矩作用平面外整体稳定验算和局部稳定验算，如验算不满足要求，则对初选截面进行调整，重新计算，直至满足要求。

三、构造要求

当腹板的高厚比不满足表 6-3 的要求时，可考虑腹板中间部分由于屈曲而退出工作，计算时腹板截面面积仅考虑两侧宽度各为 $20t_w\sqrt{235/f_y}$ 的部分（计算构件的稳定系数时仍采用全截面），也可在腹板中部设置纵向加劲肋，此时受力较大翼缘与纵向加劲肋之间的高厚比应满足表 6-3 的要求。

当腹板的 $h_0/t_w>80$ 时，为防止腹板在施工和运输中发生变形，应设置间距不大于 $3h_0$ 的横向加劲肋。另外，设有纵向加劲肋的同时也应设置横向加劲肋。加劲肋的截面选择与第五章受弯构件中加劲肋截面的设计相同。

大型实腹式柱在受有较大水平力处和运送单元的端部应设置横隔，横隔的设置方法详见图 4-34。

［例题 6-3］ 图 6-17（a）所示为 Q235 钢焰切边工字形截面柱，两端铰接，柱中点处设置侧向支撑（图 6-17（b）），截面无削弱，承受轴心压力的设计值为 900 kN，跨中集中力设计值为 100 kN。试验算此构件的承载力。若承载力不满足要求，在不改变柱子截面的条件下，可采取什么措施提高柱子的承载力？

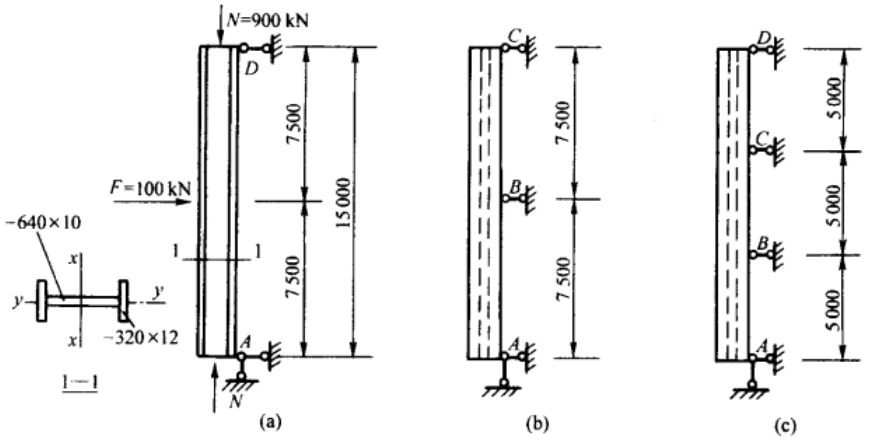


图 6-17 例题 6-3 图

［解］

（1）截面的几何特性

截面面积 $A = 2 \times 32 \times 1.2 + 64 \times 1.0 = 140.8\ (\text{cm}^2)$

惯性矩 $I_x = \dfrac{1}{12} \times (32 \times 66.4^3 - 31 \times 64^3) = 103\ 475(\text{cm}^4)$

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} \times 1.2 \times 32^3 = 6\ 554(\text{cm}^4)$$

截面模量 $W_{1x} = \dfrac{103\ 475}{33.2} = 3\ 117(\text{cm}^3)$

回转半径 $i_x = \sqrt{\dfrac{103\ 475}{140.8}} = 27.1(\text{cm})$

$$i_y = \sqrt{\frac{6\ 554}{140.8}} = 6.8\ (\text{cm})$$

（2）强度验算

$$M_x = \frac{1}{4} \times 100 \times 15 = 375(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{900 \times 10^3}{140.8 \times 10^2} + \frac{375 \times 10^6}{1.05 \times 3\ 117 \times 10^3} = 178.5(\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2\text{（满足要求）}$$

（3）弯矩作用平面内稳定验算

$$\lambda_x = \frac{1\ 500}{27.1} = 55.4 < [\lambda] = 150$$

查附表 4-2（b 类截面）得 $\varphi_x = 0.831$

$$N'_{Ex} = \frac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_x^2} = \frac{3.14^2 \times 206\ 000 \times 140.8 \times 10^2}{1.1 \times 55.4^2} = 8\ 471 \times 10^3(\text{N}) = 8\ 471\ \text{kN}$$

$\beta_{mx} = 1.0$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x}\left(1 - 0.8\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}$$

$$= \frac{900 \times 10^3}{0.831 \times 140.8 \times 10^2} + \frac{1.0 \times 375 \times 10^6}{1.05 \times 3\,117 \times 10^3 \times \left(1 - 0.8 \times \dfrac{900}{8\,471}\right)}$$

$$= 202.1(\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2(\text{满足要求})$$

（4）弯矩作用平面外稳定验算

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{750}{6.8} = 110.3 < [\lambda] = 150$$

查附表 4-2（b 类截面）得 $\varphi_y = 0.491$

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44\,000} = 1.07 - \frac{110.3^2}{44\,000} = 0.793$$

所计算构件段，有端弯矩和横向荷载作用，但使构件段产生同向曲率，故取 $\beta_{tx} = 1.0$，$\eta = 1.0$。

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} + \eta\frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} = \frac{900 \times 10^3}{0.491 \times 140.8 \times 10^2} + 1.0 \times \frac{1.0 \times 375 \times 10^6}{0.793 \times 3\,117 \times 10^3} = 130.2 + 151.7$$

$$= 281.9(\text{N/mm}^2) > f = 215\ \text{N/mm}^2(\text{满足要求})$$

平面外稳定不满足要求。

现增设一道侧向支撑，即柱中在三分之一长度处设置侧向支撑（图 6-17（c）），则

$$\lambda_y = \frac{500}{6.8} = 73.5 < [\lambda] = 150$$

查附表 4-2（b 类截面）得，$\varphi_y = 0.729$

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44\,000} = 1.07 - \frac{73.5^2}{44\,000} = 0.947$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} + \eta\frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} = \frac{900 \times 10^3}{0.729 \times 140.8 \times 10^2} + 1.0 \times \frac{1.0 \times 375 \times 10^6}{0.947 \times 3\,117 \times 10^3}$$

$$= 214.7(\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2(\text{满足要求})$$

由以上计算可知，此压弯构件是由弯矩作用平面外的稳定控制设计的。

（5）局部稳定验算

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}\frac{h_0}{2} = \frac{900 \times 10^3}{140.8 \times 10^2} + \frac{375 \times 10^6}{103\,475 \times 10^4} \times 320 = 179.9(\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x}\frac{h_0}{2} = \frac{900 \times 10^3}{140.8 \times 10^2} - \frac{375 \times 10^6}{103\,475 \times 10^4} \times 320 = -52.0(\text{N/mm}^2)(\text{拉应力})$$

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}} = \frac{179.9 + 52.0}{179.9} = 1.29 < 1.6$$

腹板　$\dfrac{h_0}{t_w} = \dfrac{640}{10} = 64 < (16\alpha_0 + 0.5\lambda_x + 25)\sqrt{\dfrac{235}{f_y}} = (16 \times 1.29 + 0.5 \times 55.4 + 25) \times 1 = 73.3$

翼缘　$\dfrac{b}{t} = \dfrac{160 - 5}{12} = 12.9 < 13\sqrt{\dfrac{235}{f_y}} = 13$

局部稳定满足要求。

［例题 6-4］ 一箱形截面偏心受压柱，荷载设计值和截面尺寸如图 6-18 所示，钢材为 Q235，验算柱的承载力。

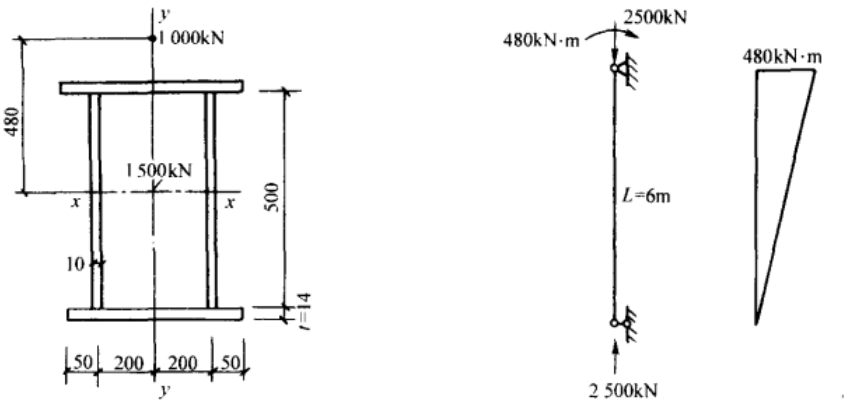


图 6-18 例题 6-4 图

［解］

（1）截面的几何特性

截面积 $A = 2 \times 50 \times 1.4 + 2 \times 50 \times 1 = 240\ (\text{cm}^2)$

惯性矩 $I_x = 2 \times \frac{1}{12} \times 1 \times 50^3 + 2 \times 1.4 \times 50 \times 25.7^2 = 113\ 302\ (\text{cm}^4)$

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} \times 1.4 \times 50^3 + 2 \times 1 \times 50 \times 20^2 = 69\ 167\ (\text{cm}^4)$$

截面模量 $W_{1x} = \frac{I_x}{y_1} = \frac{113\ 302}{26.4} = 4\ 292\ (\text{cm}^3)$

回转半径 $i_x = \sqrt{\frac{113\ 302}{240}} = 21.7\ (\text{cm})$

$$i_y = \sqrt{\frac{69\ 167}{240}} = 17.0\ (\text{cm})$$

长细比 $\lambda_x = \frac{600}{21.7} = 27.6$

$$\lambda_y = \frac{600}{17.0} = 35.3$$

查附表 4-2，$\varphi_x = 0.944$，$\varphi_y = 0.917$

（2）强度验算

$$\sigma = \frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{2\ 500 \times 10^3}{240 \times 10^2} + \frac{480 \times 10^6}{1.05 \times 4\ 292 \times 10^3}$$

$$= 104.2 + 106.5 = 210.7\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

（3）弯矩作用平面内稳定验算

$$N'_{Ex} = \frac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_x^2} = \frac{3.14^2 \times 206 \times 10^3 \times 24\ 000}{1.1 \times 27.6^2} = 58\ 174 \times 10^3\ (\text{N}) = 58\ 174\ \text{kN}$$

$M_2 = 480\ \text{kN·m}$，$M_1 = 0$，$\beta_{mx} = 0.65$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x}\left(1 - 0.8\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)} = \frac{2\,500 \times 10^3}{0.944 \times 24\,000} + \frac{0.65 \times 480 \times 10^6}{1.05 \times 4\,292 \times 10^3\left(1 - 0.8 \times \dfrac{2\,500}{58\,174}\right)}$$

$= 110.3 + 71.7 = 182.0\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2$（满足要求）

（4）弯矩作用平面外稳定验算

$\beta_{tx} = 0.65$

箱形截面 $\eta = 0.7$，$\varphi_b = 1.0$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} = \frac{2\,500 \times 10^3}{0.917 \times 24\,000} + 0.7 \times \frac{0.65 \times 480 \times 10^6}{1 \times 4\,292 \times 10^3}$$

$= 113.6 + 50.9 = 164.5\ (\text{N/mm}^2) < f = 215\ \text{N/mm}^2$（满足要求）

（5）局部稳定验算

$$W_1 = \frac{I_x}{25} = \frac{113\,302}{25} = 4\,532\ (\text{cm}^3)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_1} = \frac{2\,500 \times 10^3}{24\,000} + \frac{480 \times 10^6}{4\,532 \times 10^3} = 104.2 + 105.9 = 210.1\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{min} = 104.2 - 105.9 = -1.7\ (\text{N/mm}^2)$$

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}} = \frac{210.1 + 1.7}{210.1} = 1.01 < 1.6$$

腹板 $\dfrac{h_0}{t_w} = \dfrac{500}{10} = 50 > 0.8(16 \times \alpha_0 + 0.5\lambda_x + 25)\sqrt{\dfrac{235}{f_y}} = 44.0$

受压翼缘 $\dfrac{b_0}{t} = \dfrac{390}{14} = 27.9 < 40\sqrt{\dfrac{235}{f_y}} = 40$

$$\frac{b}{t} = \frac{45}{14} = 3.2 < 13\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 13$$

腹板局部稳定不满足要求，应加厚腹板，取 $t_w = 12$ mm，$h_0/t_w = 41.7 < 44.0$。

［例题 6-5］ 图 6-19 所示为偏心受压悬臂柱，柱底与基础刚接，柱高 $H = 6.5$ m，每柱承受静压力荷载设计值 $N = 1\,200$ kN（标准值 $N_k = 900$ kN，包括自重），偏心距0.5 m。在弯矩作用平面外设支撑系统作为侧向支承点，支承点处按铰接考虑。悬臂端容许水平位移 $[v] = \dfrac{2H}{300}$。钢材为 Q235。试按焊接工字形截面设计此柱（翼缘为焰切边）。

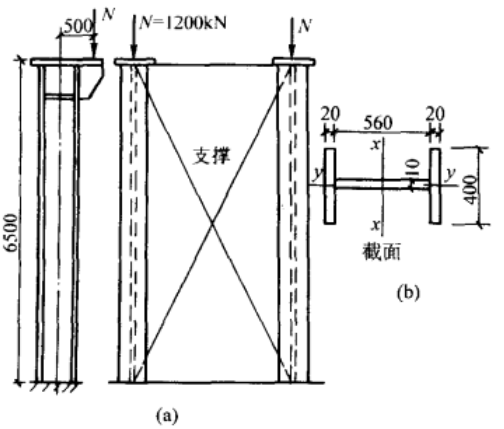


图 6-19　例题 6-5 图

［解］

（1）计算内力

内力设计值 $N = 1\,200$ kN

$$M_x = 1\,200 \times 0.5 = 600\ (\text{kN·m})$$

内力标准值　$N_k = 900$ kN

$$M_{kx} = 900 \times 0.5 = 450\ (\text{kN·m})$$

钢材为 Q235，$f = 205$ N/mm^2（估计翼缘 $t > 16$ mm）。

(2) 确定计算长度

弯矩作用平面内（悬臂构件）$H_{0x} = \mu H = 2 \times 6.5 = 13$（m）

弯矩作用平面外（支承点间距离）$H_{0y} = H = 6.5$（m）

(3) 选择截面

柱受弯矩，$H_{0x} = 2H_{0y}$，柱截面宜选用较大 h。初选截面 $h = 600$ mm，$b = 400$ mm。首先按弯矩作用平面内和平面外的整体稳定估算所需截面面积（截面回转半径近似值按表 4-7 采用）

$$i_x \approx 0.43h = 25.8(\text{cm}), \lambda_x = \frac{1\,300}{25.8} = 50.4, \varphi_x = 0.854(\text{b 类截面})$$

$$\frac{W_x}{A} = \frac{i_x^2}{h/2} = \frac{258^2}{300} = 222(\text{mm}) = 22.2\ \text{cm}, \left(1 - 0.8\frac{N}{N'_{Ex}}\right) = 0.9(\text{估计值})$$

$$i_y \approx 0.24b = 9.6\ \text{cm}, \lambda_y = \frac{650}{9.6} = 67.7, \varphi_y = 0.765(\text{b 类截面})$$

$$\lambda_y < 120,\ \varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44\,000} = 1.07 - \frac{67.7^2}{44\,000} = 0.966$$

构件承受均匀弯矩，$\beta_{mx} = \beta_{tx} = 1.0$，$\gamma_x = 1.05$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_{1x}}{\gamma_x W_{1x}\left(1 - 0.8\frac{N}{N'_{Ex}}\right)} = \frac{1\,200 \times 10^3}{0.854A} + \frac{1 \times 600 \times 10^6}{1.05 \times (222A) \times 0.9}$$

$$= \frac{4.27 \times 10^6}{A} \leqslant f = 205\ \text{N/mm}^2$$

则　$A \geqslant 20\,829(\text{mm}^2)$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} + \eta\frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_x} = \frac{1\,200 \times 10^3}{0.765A} + 1.0 \times \frac{1.0 \times 600 \times 10^6}{0.966 \times (222A)}$$

$$= \frac{4.37 \times 10^6}{A} \leqslant f = 205\ \text{N/mm}^2$$

则　$A \geqslant 21\,317(\text{mm}^2)$

初选截面如图 6-19（b）（由于两个方向稳定性计算结果大致相当，所得板件宽厚比合适，故认可此初选截面）。

(4) 初选截面的几何特征

截面积　$A = 2 \times 40 \times 2 + 56 \times 1 = 216\ (\text{cm}^2)$

截面惯性矩　$I_x = \dfrac{40 \times 60^3 - 39 \times 56^3}{12} = 1.492 \times 10^5(\text{cm}^4)$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 2 \times 2 \times 40^3 = 2.133 \times 10^4(\text{cm}^4)$$

截面模量　$W_{1x} = \dfrac{1.492 \times 10^5}{30} = 4.973 \times 10^3(\text{cm}^3)$

回转半径　$i_x=\sqrt{\dfrac{1.492\times10^5}{216}}=26.3(\text{cm})$

$$i_y=\sqrt{\frac{2.133\times10^4}{216}}=9.9(\text{cm})$$

(5) 截面验算

1) 强度验算

$$\sigma=\frac{N}{A_n}+\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}=\frac{1\,200\times10^3}{21\,600}+\frac{600\times10^6}{1.05\times4.973\times10^6}=55.6+114.9=170.5\ (\text{N/mm}^2)$$

$$<f=205\ \text{N/mm}^2$$

2) 长细比验算

$$\lambda_x=\frac{H_{0x}}{i_x}=\frac{1\,300}{26.3}=49.4<[\lambda]=150$$

$$\lambda_y=\frac{H_{0y}}{i_y}=\frac{650}{9.9}=65.7<[\lambda]=150$$

3) 弯矩作用平面内稳定验算

$\lambda_x=49.4$，$\varphi_x=0.859$（b 类截面），$\gamma_x=1.05$，$\beta_{mx}=1$（悬臂构件）

$$N'_{Ex}=\frac{\pi^2EA}{1.1\lambda_x^2}=\frac{3.14^2\times206\times10^3\times21\,600}{1.1\times49.4^2}=1.634\times10^7\ (\text{N})$$

$$\sigma=\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{1x}\left(1-0.8\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}$$

$$=\frac{1\,200\times10^3}{0.859\times21\,600}+\frac{1\times600\times10^6}{1.05\times4.973\times10^6\left(1-0.8\times\dfrac{1\,200\times10^3}{1.634\times10^7}\right)}$$

$$=64.7+122.1=186.8\ (\text{N/mm}^2)\ <f=205\ \text{N/mm}^2$$

4) 弯矩作用平面外稳定验算

$\lambda_y=65.7$，$\varphi_y=0.776$（b 类截面），$\beta_{tx}=1$（支承段两端弯矩相等，无横向荷载）

$$\lambda_y<120,\quad \varphi_b=1.07-\frac{\lambda_y^2}{44\,000}=1.07-\frac{65.7^2}{44\,000}=0.972$$

$$\sigma=\frac{N}{\varphi_y A}+\eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_b W_x}=\frac{1\,200\times10^3}{0.776\times21\,600}+1.0\times\frac{1.0\times600\times10^6}{0.972\times4.973\times10^6}$$

$$=71.6+124.1=195.7\ (\text{N/mm}^2)\ <f=205\ \text{N/mm}^2$$

5) 水平位移验算

$$v=\frac{M_{kx}H^2}{2EI_x}\frac{1}{1-\dfrac{N_k}{N_{Ex}}}=\frac{450\times10^6\times6\,500^2}{2\times206\times10^3\times1.492\times10^9}\frac{1}{1-\dfrac{900\times10^3}{1.797\times10^7}}$$

$$=32.6(\text{mm})<[v]=\frac{2H}{300}=\frac{2\times6\,500}{300}=43.3(\text{mm})$$

6) 局部稳定验算

翼缘　$\dfrac{b}{t}=\dfrac{195}{20}=9.75<13\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}=13$

腹板 $$\sigma_{max}=\frac{N}{A}+\frac{M_x}{I_x}\frac{h_0}{2}=\frac{1\,200\times10^3}{21\,600}+\frac{600\times10^6}{1.492\times10^9}\times280$$

$$=55.6+112.6=168.2\ (\mathrm{N/mm^2})$$

$$\sigma_{min}=55.6-112.6=-57.0\ (\mathrm{N/mm^2})$$

$$\alpha_0=\frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{\sigma_{max}}=\frac{168.2+57.0}{168.2}=1.34<1.6$$

$$\frac{h_0}{t_w}=\frac{560}{10}=56<(16\alpha_0+0.5\lambda_x+25)\sqrt{\frac{235}{f_y}}=(16\times1.34+0.5\times49.4+25)\times1=71.1$$

所选截面满足设计要求。

第七节　格构式压弯构件的设计

截面高度较大的压弯构件，采用格构式可以节省材料。由于截面的高度较大且受有较大的剪力，故构件通常采用缀条柱。

常用的格构式压弯构件截面如图 6-20 所示。当柱中弯矩不大或正负弯矩的绝对值相差不大时，可用对称的截面形式（图 6-20（a）、（b）、（d））；如果正负弯矩的绝对值相差较大时，常采用不对称截面（图 6-20（c）），并将截面较大肢放在受压较大的一侧。

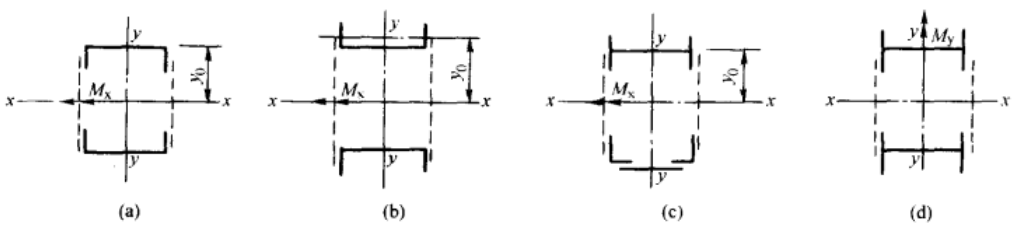


图 6-20　格构式压弯构件的截面形式

一、弯矩绕虚轴作用的格构式压弯构件

格构式压弯构件通常将弯矩绕虚轴作用，对此种构件应进行下列计算。

1. 弯矩作用平面内的整体稳定计算

弯矩绕虚轴作用的格构式压弯构件，由于截面中部空心，不能考虑塑性的深入发展，故弯矩作用平面内的整体稳定计算适宜采用边缘屈服准则。根据此准则导出的相关式（6-16），引入等效弯矩系数 β_{mx}，并考虑抗力分项系数，得

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{W_{1x}\left(1-\varphi_x\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f \tag{6-46}$$

式中 $W_{1x}=\dfrac{I_x}{y_0}$，I_x 为对 x 轴（虚轴）的毛截面惯性矩。y_0 为由 x 轴到压力较大分肢轴线的距离或者到压力较大分肢腹板外边缘的距离，二者取较大值。

φ_x 和 N'_{Ex} 均按对虚轴（x 轴）的换算长细比 λ_{0x} 确定。

2. 分肢的稳定计算

弯矩绕虚轴作用的压弯构件，在弯矩作用平面外的整体稳定一般由分肢的稳定计算予以

保证，故不必再计算整个构件在平面外的整体稳定。

将整个构件视为一平行弦桁架，将构件的两个分肢看作桁架体系的弦杆，两分肢的轴心力应按下列公式计算（图 6-21）：

分肢 1

$$N_1 = N\frac{y_2}{a} + \frac{M}{a} \tag{6-47}$$

分肢 2

$$N_2 = N - N_1 \tag{6-48}$$

缀条式压弯构件的分肢按轴心压杆计算。分肢的计算长度，在缀材平面内（图 6-21 中的 1-1 轴）取缀条体系的节间长度；在缀条平面外，取整个构件两侧向支承点间的距离。

进行缀板式压弯构件的分肢计算时，除轴心力 N_1（或 N_2）外，还应考虑由剪力作用引起的局部弯矩，按实腹式压弯构件验算单肢的稳定性。

3. 缀材的计算

计算压弯构件的缀材时，应取构件实际剪力和按式(4-73) 计算所得剪力两者中的较大值。其计算方法与格构式轴心受压构件相同。

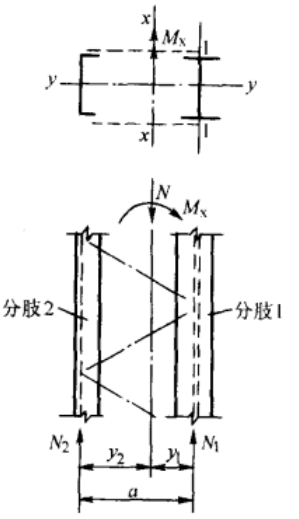


图 6-21　分肢的内力

二、弯矩绕实轴作用的格构式压弯构件

当弯矩作用在与缀材面垂直的主平面内时（图 6-20（d）），构件绕实轴产生弯曲失稳，它的受力性能与实腹式压弯构件完全相同。因此，弯矩绕实轴作用的格构式压弯构件，弯矩作用平面内和平面外的整体稳定计算均与实腹式构件相同，在计算弯矩作用平面外的整体稳定时，长细比应取换算长细比，整体稳定系数取 $\varphi_b = 1.0$。

缀材（缀板或缀条）所受剪力按式（4-73）计算。

三、双向受弯的格构式压弯构件

弯矩作用在两个主平面内的双肢格构式压弯构件（图 6-22），其稳定性按下列规定计算。

1. 整体稳定计算

《钢结构设计规范》采用与边缘屈服准则导出的弯矩绕虚轴作用的格构式压弯构件平面内整体稳定计算式（6-46）相衔接的直线式进行计算，即

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x}\left(1 - \varphi_x \dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)} + \frac{\beta_{ty} M_y}{W_{1y}} \leqslant f \tag{6-49}$$

式中，φ_x 和 N'_{Ex} 由换算长细比确定。

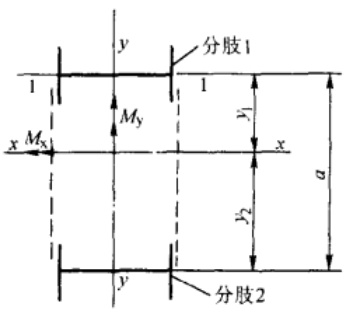


图 6-22　双向压弯格构柱

2. 分肢的稳定计算

分肢按实腹式压弯构件计算，计算分肢作为桁架弦杆在轴力和弯矩共同作用下产生的内力（图 6-22）。

分肢 1

$$N_1 = N\frac{y_2}{a} + \frac{M_x}{a} \tag{6-50}$$

$$M_{y1} = \frac{I_1/y_1}{I_1/y_1 + I_2/y_2}M_y \tag{6-51}$$

分肢 2

$$N_2 = N - N_1 \tag{6-52}$$

$$M_{y2} = M_y - M_{y1} \tag{6-53}$$

式中：I_1，I_2 ——分肢 1 和分肢 2 对 y 轴的惯性矩；

y_1，y_2 —— M_y 作用的主轴平面至分肢 1 和分肢 2 轴线的距离。

上式适用于当 M_y 作用在构件的主平面时的情形。当 M_y 不是作用在构件的主轴平面而是作用在一个分肢的轴线平面（如图 6-22 中分肢 1 的 1-1 轴线平面）时，则 M_y 视为全部由该分肢承受。

3. 格构柱的横隔及分肢的局部稳定

对格构式柱，不论截面大小，均应设置横隔，横隔的设置方法与轴心受压格构柱相同，构造可参见图 4-44。

格构式柱分肢的局部稳定计算同实腹式柱。

[**例题 6-6**] 图 6-23 所示为一单层厂房框架柱的下柱，在框架平面内（有侧移框架柱）的计算长度为 l_{0x} = 21.7 m，在框架平面外的计算长度（两端铰接）l_{0y} = 12.21 m，钢材为 Q235。试验算此柱在下列组合内力（设计值）作用下是否满足设计要求。

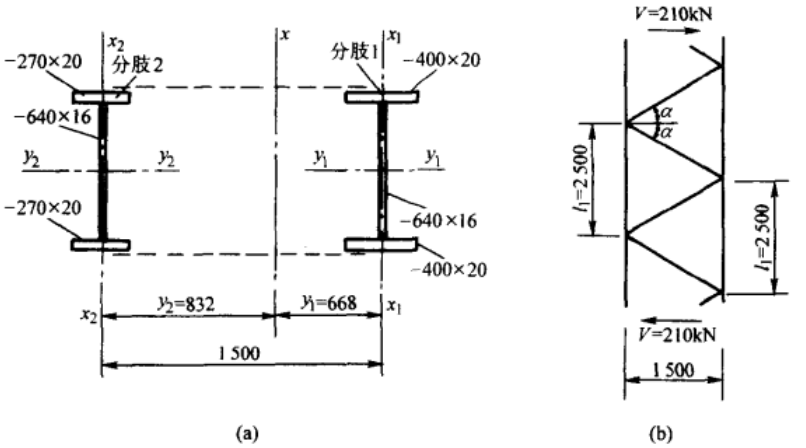


图 6-23 例题 6-6 图

第一组（使分肢 1 受压最大）

$$\begin{cases} M_x = 3\ 340\ \text{kN·m} \\ N = 4\ 500\ \text{kN} \\ V = 210\ \text{kN} \end{cases}$$

第二组（使分肢 2 受压最大）

$$\begin{cases} M_x = 2\ 700\ \text{kN·m} \\ N = 4\ 400\ \text{kN} \\ V = 210\ \text{kN} \end{cases}$$

[解]

(1) 截面的几何特征

分肢 1　$A_1 = 2 \times 40 \times 2 + 64 \times 1.6 = 262.4(\text{cm}^2)$

$$I_{y1} = \frac{1}{12}(40 \times 68^3 - 38.4 \times 64^3) = 209\ 246(\text{cm}^4)$$

$$i_{y1} = 28.2\ \text{cm}$$

$$I_{x1} = 2 \times \frac{1}{12} \times 2 \times 40^3 = 21\ 333\ (\text{cm}^4)$$

$$i_{x1} = 9.0\ \text{cm}$$

分肢 2　$A_2 = 2 \times 27 \times 2 + 64 \times 1.6 = 210.4(\text{cm}^2)$

$$I_{y2} = \frac{1}{12}(27 \times 68^3 - 25.4 \times 64^3) = 152\ 601(\text{cm}^4)$$

$$i_{y2} = 26.9\ \text{cm}$$

$$I_{x2} = 2 \times \frac{1}{12} \times 2 \times 27^3 = 6\ 561(\text{cm}^4)$$

$$i_{x2} = 5.6\ \text{cm}$$

整个截面　$A = 262.4 + 210.4 = 472.8(\text{cm}^2)$

$$y_1 = \frac{210.4 \times 150}{472.8} = 66.8(\text{cm})$$

$$y_2 = 150 - 66.8 = 83.2(\text{cm})$$

$$I_x = 21\ 333 + 262.4 \times 66.8^2 + 6\ 561 + 210.4 \times 83.2^2 = 2\ 655\ 225(\text{cm}^4)$$

$$i_x = \sqrt{\frac{2\ 655\ 225}{472.8}} = 74.9(\text{cm})$$

(2) 斜缀条截面选择(图 6-23(b))

计算剪力　$V = \frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{472.8 \times 10^2 \times 215}{85} \times 1 = 120 \times 10^3(\text{N}) < 210\ \text{kN}$

缀条内力及长度　$\tan\alpha = \frac{125}{150} = 0.833$，$\alpha = 39.8°$

$$N_c = \frac{210}{2\cos 39.8°} = 136.7\ (\text{kN})$$

$$l = \frac{150}{\cos 39.8°} = 195\ (\text{cm})$$

选用单角钢∟ 100×8，$A = 15.64\ \text{cm}^2$，$i_{\min} = 1.98\ \text{cm}$

$$\lambda = \frac{195 \times 0.9}{1.98} = 88.6 < [\lambda] = 150$$

查附表 4-2（b 类截面）得 $\varphi = 0.631$

单角钢单面连接的设计强度折减系数

$$\eta = 0.6 + 0.001\ 5\lambda = 0.733$$

验算缀条稳定

$$\sigma = \frac{N_c}{\varphi A} = \frac{136.7 \times 10^3}{0.631 \times 15.64 \times 10^2} = 138.5\ (\text{N/mm}^2) < 0.733 \times 215 = 157.6\ (\text{N/mm}^2)$$（满足要求）

（3）验算弯矩作用平面内柱的整体稳定

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{2\ 170}{74.9} = 29.0$$

换算长细比 $\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27\frac{A}{A_1}} = \sqrt{29^2 + 27 \times \frac{472.8}{2 \times 15.64}} = 35.3 < [\lambda] = 150$

查附表 4-2（b 类截面），得 $\varphi_x = 0.917$

$$N'_{Ex} = \frac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_{0x}^2} = \frac{3.14^2 \times 206 \times 10^3 \times 472.8 \times 10^2}{1.1 \times 35.3^2} = 70\ 059 \times 10^3 \text{（N）}$$

有侧移框架柱 $\beta_{mx} = 1.0$

1）第一组内力，使分肢 1 受压最大

$$W_{1x} = \frac{I_x}{y_1} = \frac{2\ 655\ 225}{66.8} = 39\ 749 \text{（cm}^3\text{）}$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x}\left(1 - \varphi_x \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} = \frac{4\ 500 \times 10^3}{0.917 \times 472.8 \times 10^2} + \frac{1.0 \times 3\ 340 \times 10^6}{39\ 749 \times 10^3 \times \left(1 - 0.917 \times \frac{4\ 500}{70\ 059}\right)}$$

$$= 193.1 \text{（N/mm}^2\text{）} < f = 205 \text{ N/mm}^2$$

2）第二组内力，使分肢 2 受压最大

$$W_{2x} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{2\ 655\ 225}{83.2} = 31\ 914 \text{（cm}^3\text{）}$$

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{2x}\left(1 - \varphi_x \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} = \frac{4\ 400 \times 10^3}{0.917 \times 472.8 \times 10^2} + \frac{1.0 \times 2\ 700 \times 10^6}{31\ 914 \times 10^3 \times \left(1 - 0.917 \times \frac{4\ 400}{70\ 059}\right)}$$

$$= 191.3 \text{（N/mm}^2\text{）} < f = 205 \text{ N/mm}^2$$

（4）验算分肢 1 的稳定（采用第一组内力）

最大压力 $N_1 = \frac{0.832}{1.5} \times 4\ 500 + \frac{3\ 340}{1.5} = 4\ 722.7 \text{（kN）}$

$$\lambda_{x1} = \frac{250}{9.0} = 27.8 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_{y1} = \frac{1\ 221}{28.2} = 43.3 < [\lambda] = 150$$

查附表 4-2（b 类截面），得 $\varphi_{min} = 0.886$

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_{min} A_1} = \frac{4\ 722.7 \times 10^3}{0.886 \times 262.4 \times 10^2} = 203.1 \text{（N/mm}^2\text{）} < f = 205 \text{ N/mm}^2$$

（5）验算分肢 2 的稳定（采用第二组内力）

最大压力 $N_2 = \frac{0.668}{1.5} \times 4\ 400 + \frac{2\ 700}{1.5} = 3\ 759.5 \text{（kN）}$

$$\lambda_{x2} = \frac{250}{5.6} = 44.6 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_{y2} = \frac{1\ 221}{26.9} = 45.4 < [\lambda] = 150$$

查附表 4-2（b 类截面），得 $\varphi_{min} = 0.876$

$$\frac{N_2}{\varphi_{min} A_2} = \frac{3\ 759.5 \times 10^3}{0.876 \times 210.4 \times 10^2} = 204.0\ (\text{N/mm}^2) < f = 205\ \text{N/mm}^2$$

(6) 分肢局部稳定验算

只需验算分肢 1 的局部稳定，此分肢属轴心受压构件。

因 $\lambda_{x1} = 27.8$，$\lambda_{y1} = 43.3$，$\lambda_{max} = 43.3$

翼缘　$\frac{b}{t} = \frac{192}{20} = 9.6 < (10 + 0.1\lambda_{max})\sqrt{\frac{235}{f_y}} = (10 + 0.1 \times 43.3) \times 1 = 14.3$

腹板　$\frac{h_0}{t_w} = \frac{640}{16} = 40 < (25 + 0.5\lambda_{max})\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 46.7$

以上验算结果表明，柱截面满足设计要求。

第八节　框架的梁柱连接

在框架结构中，梁与柱的连接节点一般采用刚接，少数情况采用铰接，铰接时柱的弯矩由横向荷载或偏心压力产生。梁端采用刚接可以减小梁跨中的弯矩，但制作施工较复杂。

梁与柱的刚性连接要求连接节点不仅能可靠地传递剪力而且能有效地传递弯矩。图6-24是横梁与柱刚性连接的构造图。图 6-24（a）的构造是通过上下两块水平板将弯矩传给柱子，梁端剪力则通过承托传递。图 6-24（b）是通过翼缘对接焊缝将弯矩全部传给柱子，而剪力则全部由腹板焊缝传递。为使翼缘连接焊缝能在平焊位置施焊，应在柱侧焊上垫板，同时在梁腹板端部预先留出槽口，上槽口预留垫板的位置，下槽口则满足施焊的要求。图 6-24（c）为梁采用高强度螺栓连于预先焊在柱上的牛腿形成的刚性连接，梁端的弯矩和剪力是通过牛腿的焊缝传递给柱子，而高强度螺栓传递梁与牛腿连接处的弯矩和剪力。

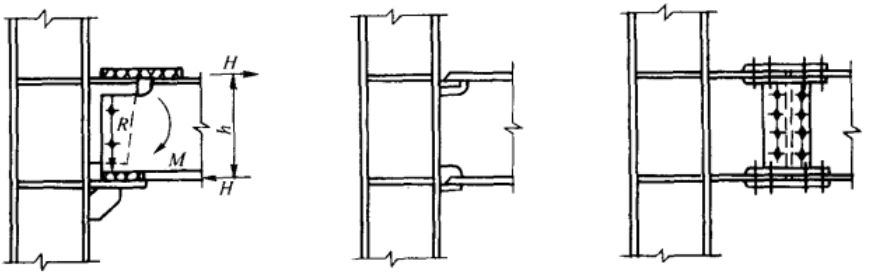


图 6-24　梁与柱的刚性连接

在梁上翼缘的连接范围内，柱的翼缘可能在水平拉力的作用下向外弯曲，致使连接焊缝受力不均；在梁下翼缘附近，柱腹板又可能因水平压力的作用而局部失稳。因此，一般需在对应于梁的上、下翼缘处设置柱的水平加劲肋或横隔。

第九节　偏心受压柱的柱脚设计

偏心受压柱的柱脚可设计成铰接或刚接。铰接柱脚只传递轴心压力和剪力，其计算和构

造与轴心受压柱的柱脚相同，但所受的剪力较大，通常需采取抗剪的构造措施。刚接柱脚除传递轴心压力和剪力外，还要传递弯矩。

图 6-25、图 6-26 和图 6-27 是常用的几种刚接柱脚形式。图 6-25 和图 6-26 为整体式刚接柱脚，用于实腹柱和分肢距离较小的格构式柱。一般格构式柱由于两分肢的距离较大，采用整体式柱脚所耗费的钢材较多，故多采用分离式柱脚，如图 6-27 所示，每个分肢的柱脚相当于一个轴心受力的铰接柱脚。为了加强分离式柱脚在运输和安装时的刚度，应设置缀材将两个柱脚连接起来。

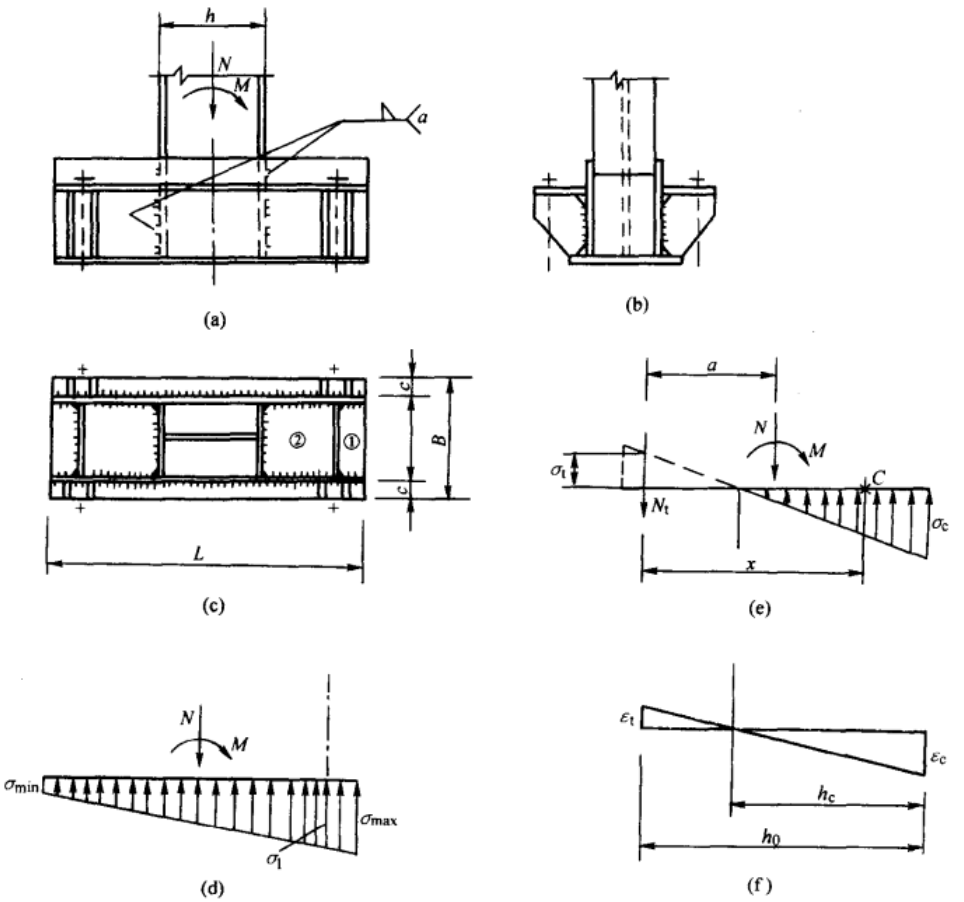


图 6-25　整体式刚接柱脚

刚接柱脚在弯矩作用下产生的拉力需由锚栓来承受，所以锚栓需经过计算。为了保证柱脚与基础能形成刚性连接，锚栓不宜固定在底板上，而应采用图 6-25 所示的构造，在靴梁侧面焊接两块肋板，锚栓固定在与肋板相连的水平板上。为了便于安装，锚栓不宜穿过底板。

为了安装时便于调整柱脚的位置，水平板上锚栓孔的直径应是锚栓直径的 1.5～2.0 倍，待柱子就位并调整到设计位置后，再用垫板套住锚栓并与水平板焊牢，垫板上的孔径比锚栓直径大 1～2 mm。

刚接柱脚同时承受弯矩、轴心压力和剪力。剪力由底板与基础间的摩擦力或设置抗剪键传递，柱脚按承受弯矩和轴心压力计算。

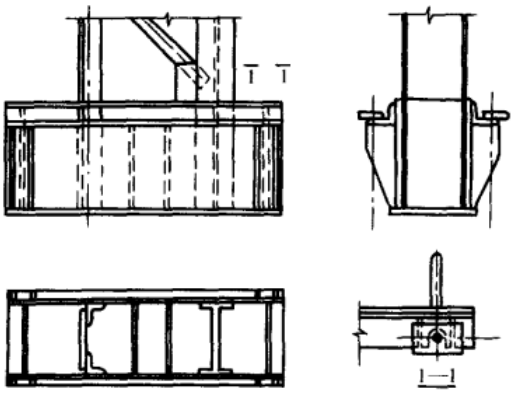


图 6-26　格构式柱的整体式刚接柱脚

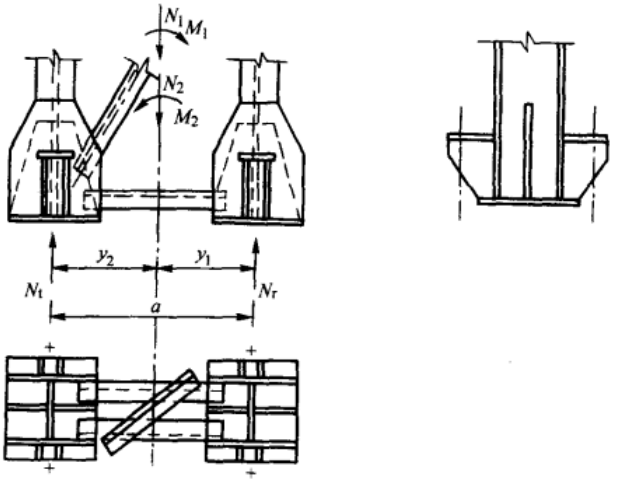


图 6-27　分离式柱脚

一、整体式刚接柱脚

1. 底板的计算

图 6-25 为一整体式柱脚，底板的宽度 B 可根据构造要求确定，悬伸长度 c 一般取 20～30 mm。在最不利弯矩与轴心压力作用下，底板下压应力的分布是非均匀的（图 6-25（d））。

底板在弯矩作用平面内的长度 L，应由基础混凝土的抗压强度条件确定，即

$$\sigma_{max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leqslant f_c \tag{6-54}$$

式中：N，M——柱脚所承受的最不利弯矩和轴心压力，取使基础一侧产生最大压应力的内力组合；

f_c——混凝土的轴心抗压强度设计值，应考虑混凝土局部受压时的强度提高系数。

这时，另一侧的应力

$$\sigma_{min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} \tag{6-55}$$

由此，底板下的压应力分布图形便可确定（图 6-25（d）），底板的厚度即由此压应力分

布产生的弯矩计算。计算方法与轴心受压柱脚相同。对于偏心受压柱脚，由于底板压应力分布不均，分布压应力 q 可偏安全地取为底板各区格下的最大压应力。例如图 6-25（c）中区格①中取 $q=\sigma_{max}$，区格②中取 $q=\sigma_1$。此种方法只适用于 σ_{min} 为正（即底板全部受压）时的情况，若算得的 σ_{min} 为拉应力，则应采用下面锚栓计算中所算得的基础压应力进行底板的厚度计算。

2. 锚栓的计算

锚栓的作用是使柱脚固定于基础并承受拉力。若弯矩较大，由式（6-55）所得的 σ_{min} 将为负值，即为拉应力，假设此拉应力的合力由柱脚锚栓承受（图 6-25（e））。

计算锚栓时，应采用使其产生最大拉力的组合内力 N 和 M（通常是 N 较小、M 较大的一组）。一般情况下，可不考虑锚栓和混凝土基础的弹性，近似地按式（6-54）和式（6-55）求得底板两侧的应力（图 6-25（e））。这时基础压应力的分布长度及最大压应力 σ_c 为已知，根据 $\sum M_C=0$ 便可求得锚栓拉力

$$N_t=\frac{M-N(x-a)}{x} \tag{6-56}$$

式中：a，x ——锚栓至轴力 N 和至基础受压区合力作用点的距离。

按此锚栓拉力即可计算出（或按附表 8-2 查出）一侧锚栓的个数和直径。

按式（6-56）计算锚栓拉力比较方便，缺点是理论上不严密，轴线方向的力不平衡，并且算出的 N_t 往往偏大。因此，当按式（6-56）的拉力所确定的锚栓直径大于 60 mm 时，则宜考虑锚栓和混凝土基础的弹性，按下述方法计算锚栓的拉力。

假定变形符合平截面假定，在 N 和 M 的共同作用下，其应力应变图形如图 6-25（e）、（f）所示，由此图形得

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_c}=\frac{E\varepsilon_t}{E_c\varepsilon_c}=n_0\frac{h_0-h_c}{h_c} \tag{6-57}$$

式中：σ_t ——锚栓的拉应力；

σ_c ——基础混凝土的最大边缘压应力；

n_0 ——钢和混凝土弹性模量之比；

h_0 ——锚栓至混凝土受压边缘的距离；

h_c ——底板受压区长度。

根据竖向力的平衡条件，得

$$N+N_t=\frac{1}{2}\sigma_c Bh_c \tag{6-58}$$

式中：B ——底板宽度；

N_t ——锚栓拉力。

根据对锚栓轴线的力矩平衡条件，得

$$M+Na=\frac{1}{2}\sigma_c Bh_c\left(h_0-\frac{h_c}{3}\right) \tag{6-59}$$

上两式中消去 σ_c，并令 $h_c=\alpha h_0$，得

$$\alpha^2\left(\frac{3-\alpha}{1-\alpha}\right)=\frac{6(M+Na)}{Bh_0^2}\frac{n_0}{\sigma_t} \tag{6-60}$$

令上式右端

$$\frac{6(M+Na)}{Bh_0^2}\frac{n_0}{\sigma_t}=\beta \tag{6-61}$$

则

$$\alpha^2\left(\frac{3-\alpha}{1-\alpha}\right)=\beta \tag{6-62}$$

再由式（6-58）和式（6-59）消去 σ_c，得

$$N_t=k\frac{M+Na}{h_0}-N \tag{6-63}$$

式中系数 k 与 α 值有关，即

$$k=\frac{3}{3-\alpha} \tag{6-64}$$

为方便计算，将 β、k 系数的关系列于表 6-5。

计算步骤：①根据式（6-61）假定 σ_t 等于锚栓的抗拉强度设计值 f_t^a，计算 β；②由表 6-5查出最为接近的 k 值（不必用插值法）；③按式（6-63）求出锚栓拉力 N_t；④由附表 8-2 确定一侧锚栓的直径和个数。

表 6-5　系数 β、k

β	0.068	0.098	0.134	0.176	0.225	0.279	0.340	0.407	0.482
k	1.5	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.12	1.13
β	0.565	0.656	0.755	0.864	0.981	1.110	1.250	1.403	1.567
k	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22
β	1.748	1.944	2.160	2.394	2.653	2.935	3.248	3.592	3.977
k	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.29	1.28	1.30	1.31
β	4.407	4.888	5.431	6.047	6.756	7.576	8.532	9.663	10.02
k	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40

锚栓的拉应力

$$\sigma'_t=\frac{N_t}{nA_e}\leqslant f_t^a$$

由上式算得的 σ'_t 与假定的 σ_t（$\sigma_t=f_t^a$）一般不会相等，锚栓的实际应力在 σ'_t 与 f_t^a之间。如果必须求出其实际应力，则可重新假定 σ_t 值，再计算一次。一般无此必要。

还须指出，锚栓的直径一般较大，对粗大的螺栓，受拉时不能忽略螺纹处应力集中的不利影响；此外，锚栓是保证柱脚刚性连接的最主要部件，应使其弹性伸长不致过大，所以《钢结构设计规范》取较低的抗拉强度设计值。如对 Q235 钢锚栓，取 $f_t^a=140\ \text{N/mm}^2$；对 Q345 钢锚栓，取 $f_t^a=180\ \text{N/mm}^2$，分别相当于受拉构件强度设计值（厚度 > 16 mm）的 0.7 倍和 0.6 倍。

锚栓不宜直接连于底板上，因底板刚度不足，不能保证锚栓受拉的可靠性。锚栓通常支承于焊在靴梁的肋板上，肋板上同时搁置水平板和垫板（图 6-25）。

肋板顶部的水平焊缝以及肋板与靴梁的连接焊缝（此焊缝为偏心受力）应根据每个锚栓的拉力来计算。锚栓支承垫板的厚度根据其抗弯强度计算。

3. 靴梁、隔板及其连接焊缝的计算

靴梁与柱身的连接焊缝“a”（图 6-25），应按可能产生的最大内力 N_1 计算，并以此焊缝所需要的长度来确定靴梁的高度。这里

$$N_1 = \frac{N}{2} + \frac{M}{h} \tag{6-65}$$

靴梁按支承于柱边缘的悬伸梁来验算其截面强度。靴梁的悬伸部分与底板间的连接焊缝共有四条，应按整个底板宽度下的最大基础反力来计算。在柱身范围内，靴梁内侧不便施焊，只考虑外侧两条焊缝受力，可按该范围内最大基础反力计算。

隔板的计算与轴心受力柱脚的隔板计算相同，它所承受的基础反力均偏安全地取该计算段内的应力最大值。

二、分离式柱脚

每个分离式柱脚按分肢可能产生的最大压力作为承受轴向力的柱脚设计。但锚栓应由计算确定。分离式柱脚的两个独立柱脚所承受的最大压力如下计算：

右肢
$$N_r = \frac{N_1 y_2}{a} + \frac{M_1}{a} \tag{6-66}$$

左肢
$$N_l = \frac{N_2 y_1}{a} + \frac{M_2}{a} \tag{6-67}$$

式中：N_1，M_1 ——使右肢受力最不利的柱的组合内力；

N_2，M_2 ——使左肢受力最不利的柱的组合内力；

y_1，y_2 ——分别为右肢及左肢至柱轴线的距离；

a ——柱截面宽度（两分肢轴线距离）。

每个柱脚的锚栓也按各自的最不利组合内力换算成的最大拉力计算。

[例题 6-7] 设计由两个 I25a 组成的缀条式格构柱的整体式柱脚。分肢中心之间的距离为 220 mm，作用于基础的压力设计值为 500 kN，弯矩为 130 kN·m，混凝土的标号为 C20，锚栓钢材为 Q235，焊条为 E43 型。

[解]

柱脚的构造如图 6-28 所示。考虑了局部受压时强度提高系数后的混凝土的抗压强度设计值 $f_c = 11\ \text{N/mm}^2$。为了提高柱端的连接刚度，在两分肢的外侧用两根［20a 的短槽钢与分肢和底板用角焊缝连接起来。底板上锚栓的孔径为 $d_0 = 60$ mm。

（1）确定底板的尺寸

确定底板的宽度 B。

因为有两个槽钢，每个槽钢的宽度由附表 7-3 查得为 73 mm，每侧底板悬出 22 mm，这样

$$B = 2 \times 9.5 + 25 = 44\ (\text{cm})$$

根据基础的最大受压应力确定底板的长度 L

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{500 \times 10^3}{44 \times L \times 10^2} + \frac{6 \times 130 \times 10^6}{44L^2 \times 10^3} = 11\ (\text{N/mm}^2)$$，$L = 45.6$ cm，取 $L = 50$ cm。

计算底板是否全部受压

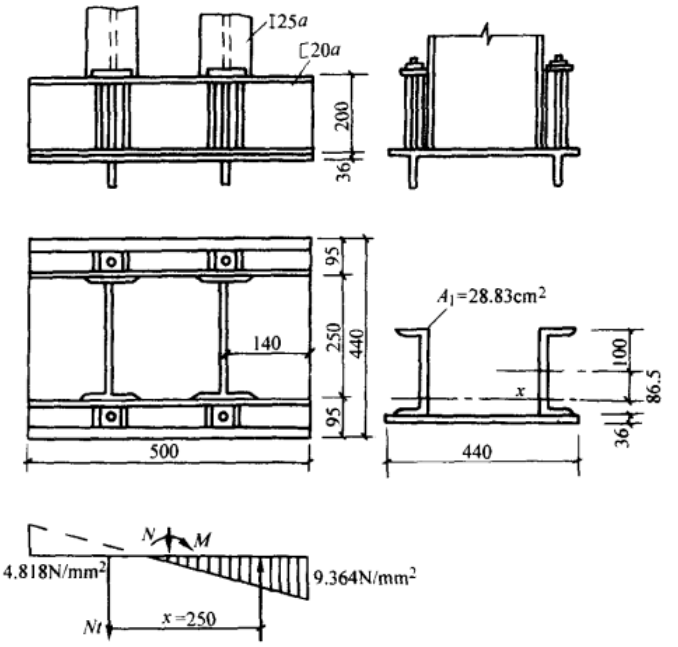


图 6-28　例题 6-11 图

$$\sigma_{max}=\frac{500\times10^3}{44\times50\times10^2}+\frac{6\times130\times10^6}{44\times50^2\times10^3}=2.3+7.1=9.4\ (\mathrm{N/mm^2})$$

$$\sigma_{min}=2.3-7.1=-4.8\ (\mathrm{N/mm^2})$$

σ_{min}为负值，说明柱脚需要用锚栓来承担拉力。

(2) 确定锚栓直径

按照式 (6-56) 计算锚栓的拉力

$$N_t=\frac{M-N(x-a)}{x}=\frac{130\times10^3-500\times(250-110)}{250}=240(\mathrm{kN})$$

所需锚栓的净面积 $A_c=\dfrac{N_t}{f_t^b}=\dfrac{240\times10^3}{140}=1\ 714\ (\mathrm{mm^2})=17.14\ \mathrm{cm^2}$

查附表 8-2，采用两个直径为 $d=42$ mm 的锚栓，其有效截面积为 $2\times11.21=22.42\ (\mathrm{cm^2})$，满足要求。

(3) 底板厚度

底板的三边支承部分因为基础所受压应力最大，边界条件较不利，因此这部分板所承受的弯矩最大。

取 $q=9.4\ \mathrm{N/mm^2}$。由 $b_1=14$ cm，$a_1=25$ cm，查表 4-9 得到弯矩系数 $\beta=0.066$，于是

$$M=\beta qa_1^2=0.066\times9.4\times250^2=38\ 775\ (\mathrm{N\cdot mm})$$

钢板的强度设计值取 $f=205\ \mathrm{N/mm^2}$，钢板厚度

$$t=\sqrt{\frac{6M}{f}}=\sqrt{\frac{6\times38\ 775}{205}}=33.7\ (\mathrm{mm})$$，采用 36 mm。

(4) 验算靴梁强度

靴梁的截面由两个槽钢和底板组成，先确定截面形心轴 x 的位置

$$a=\frac{44\times3.6\times11.8}{2\times28.83+44\times3.6}=\frac{1\,869.12}{216.06}=8.65\ (\text{cm})$$

截面的惯性矩 $I_x=2\times1\,780+2\times28.83\times8.65^2+44\times3.6(1.35+1.8)^2$

$$=3\,560+4\,314+1\,572=9\,446(\text{cm}^4)$$

靴梁承受的剪力偏于安全地取 $V=9.364\times440\times140=576\,822$（N）

靴梁承受的弯矩偏于安全地取 $M=576\,822\times70=40\,377\,540$（N·mm）

靴梁的最大弯曲应力发生在截面上边缘

$$\sigma=\frac{40\,377\,540\times186.5}{9\,446\times10^4}=79.7\ (\text{N/mm}^2)<f=215\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

（5）焊缝计算

计算肢件与靴梁的连接焊缝，肢件承受的最大压力（在右肢）

$$N_1=\frac{N}{2}+\frac{M}{22}=\frac{500}{2}+\frac{13\,000}{22}=840.9\ (\text{kN})$$

假设焊脚尺寸 $h_f=11$ mm，竖向焊缝的总长度为 $\sum l_w=4(200-22)=712(\text{mm})$，则连接焊缝所承受应力

$$\sigma_f=\frac{N_1}{0.7h_f\sum l_w}=\frac{840.9\times10^3}{0.7\times11\times712}$$

$$=153.4\ (\text{N/mm}^2)<f_f^w=160\ \text{N/mm}^2\ （满足要求）$$

槽钢与底板之间的连接焊缝承受剪力，但因剪力不大，焊脚尺寸可采用 8 mm。

习　题

6-1 选择题

1. 计算如图 6-29 所示的格构式压弯构件绕虚轴的整体稳定时，截面模量 $W_{1x}=I_x/y_0$，其中 $y_0=$_____。

（A）y_1　　（B）y_2

（C）y_3　　（D）y_4

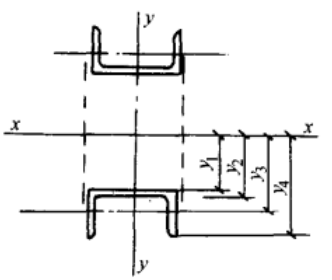


图 6-29　选择题 1 图

2. 单轴对称截面的压弯构件，应使弯矩_____。

（A）绕非对称轴作用

（B）绕对称轴作用

（C）绕任意主轴作用

（D）视情况绕对称轴或非对称轴作用

3. 单轴对称的实腹式压弯构件整体稳定计算公式 $\dfrac{N}{\varphi_x A}+\dfrac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{1x}\left(1-0.8\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}\leqslant f$ 和 $\left|\dfrac{N}{A}-\dfrac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{2x}\left(1-1.25\dfrac{N}{N'_{Ex}}\right)}\right|\leqslant f$ 中的 γ_x、W_{1x}、W_{2x} 为_____。

（A）W_{1x} 和 W_{2x} 为单轴对称截面绕非对称轴较大和较小翼缘最外纤维的毛截面模量，γ_x 值不同

（B）W_{1x} 和 W_{2x} 为较大和较小翼缘最外纤维的毛截面模量，γ_x 值不同

（C）W_{1x} 和 W_{2x} 为较大和较小翼缘最外纤维的毛截面模量，γ_x 值相同

（D）W_{1x}和 W_{2x}为单轴对称截面绕非对称轴较大和较小翼缘最外纤维的毛截面模量，γ_x 值相同

4. 有侧移的单层钢框架，采用等截面柱，柱与基础固接，与横梁铰接，框架平面内柱的计算长度系数 μ 为_____。

（A）2.03　　（B）1.5　　（C）1.03　　（D）0.5

5～16 条件：冶金工厂操作平台的剖面如图6-30（a）所示。平台承受由检修材料所产生的均布活荷载标准值为 20 kN/m^2，平台结构自重为 2 kN/m^2，每跨横梁中部设有检修单轨吊车，其作用荷载标准值 F = 100 kN，每片框架承受水平活荷载标准值 H = 50 kN，平台柱自重可忽略不计。

平台梁跨度 9 m，柱距 5 m，柱高 6 m，柱顶与横梁铰接，柱底与基础刚接，各列柱纵向均设有柱间支撑，柱顶纵向设有可靠支承，平台面铺钢板，与横梁焊接。

平台结构采用 Q235B 钢制作，在框架平面内，中柱截面惯性矩为边柱的 2 倍，中柱截面为钢板焊成的实腹式工字形截面柱，尺寸如图 6-30（b）所示，翼缘为 2－250×25（焰切边），腹板为 1－450×12。

5. 柱 *CD* 强轴方向惯性矩为_____。

（A）260 417 cm^4　（B）180 731 cm^4　（C）79 685 cm^4　（D）79 685 mm^4

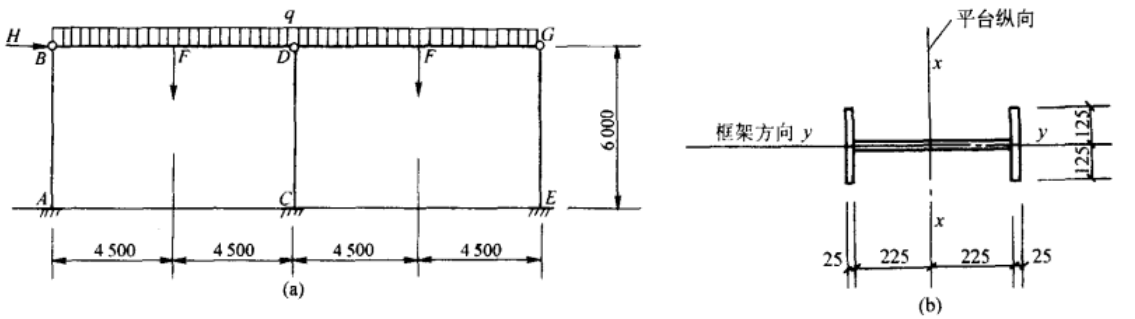


图 6-30　选择题 5～16 图

6. 柱 *CD* 弱轴方向的回转半径为_____。

（A）21.1 cm　（B）2.1×10^3 mm　（C）603 mm　（D）6.03 cm

7. 在恒载作用下，*AB* 柱轴压力的设计值为_____。

（A）54 kN　（B）65 kN　（C）71 kN　（D）86 kN

8. 在活载作用下，*AB* 柱轴压力的设计值为_____。

（A）424.4 kN　（B）508.8 kN　（C）666.6 kN　（D）739.3 kN

9. 在水平活荷载作用下，*AB* 柱弯矩的设计值为（横梁的轴向变形忽略不计）_____。

（A）75 kN·m　（B）105 kN·m　（C）140 kN·m　（D）160 kN·m

10. 平台柱的框架平面内计算长度为_____。

（A）4 200 mm　（B）6 000 mm　（C）9 000 mm　（D）12 180 mm

11. 平台柱的框架平面外计算长度为_____。

（A）4 200 mm　（B）6 000 mm　（C）9 000 mm　（D）12 180 mm

12. 在水平活载作用下，*CD* 柱 *C* 点弯矩设计值为（横梁的轴向变形忽略不计）_____。

（A）210 kN·m　（B）240 kN·m　（C）270 kN·m　（D）300 kN·m

13. 柱 *CD* 仅承受轴力 $N = 1\ 126$ kN 作用时，截面最大应力为_____。

（A）62.9 N/mm^2　（B）76.4 N/mm^2　（C）112.7 N/mm^2　（D）135.9 N/mm^2

14. 柱 *CD* 在 $N = 1\ 126$ kN、$M_x = 210$ kN·m 作用下，截面强度的最大应力为_____。

（A）108.3 N/mm^2　（B）125.7 N/mm^2　（C）149.1 N/mm^2　（D）171.4 N/mm^2

15. 柱 *CD* 在 $N = 1\ 126$ kN、$M_x = 210$ kN·m 作用下，截面在框架平面内稳定的最大应力为_____。

（A）104.8 N/mm^2　（B）124.6 N/mm^2　（C）145.7 N/mm^2　（D）194.4 N/mm^2

16. 柱 *CD* 在 $N = 1\ 126$ kN、$M_x = 210$ kN·m 作用下，截面在框架平面外稳定的最大应力为_____。

（A）123.3 N/mm^2　（B）137.8 N/mm^2　（C）158.4 N/mm^2　（D）163.4 N/mm^2

6-2　一 I20a 的工字钢，钢材为 Q235B，承受轴心拉力设计值 $N = 450$ kN，长 5 m，两端铰接，求此工字钢构件绕强轴和弱轴可以承受的横向均布荷载。

6-3　两端铰接的拉弯构件承受的荷载如图 6-31 所示，构件截面无削弱，试确定构件所能承受的最大轴心拉力设计值。截面为 I45a 轧制工字钢，钢材为 Q235。

6-4　习题 6-3 中轧制工字钢仍为 I45a，但在两个主平面内同时作用如图 6-32 所示的横向荷载，试确定作用于构件的最大轴心拉力设计值。

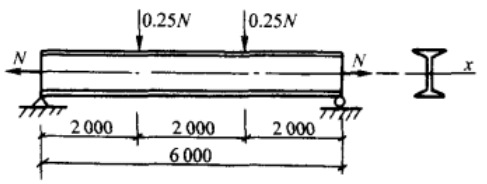


图 6-31　习题 6-3 图

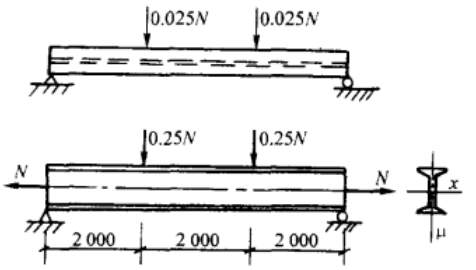


图 6-32　习题 6-4 图

6-5　单向压弯构件如图 6-33 所示，两端铰接。已知承受轴心压力设计值 $N = 400$ kN，端弯矩设计值 $M_A = 100$ kN·m，$M_B = 50$ kN·m，均为顺时针方向作用在构件端部，静力荷载。构件长 $l = 6.2$ m，在构件两端及跨度中点各有一侧向支承点。构件截面为 I36a，钢材为 Q235。试验算此构件的稳定和截面强度，并说明构件承载力由何种条件控制。

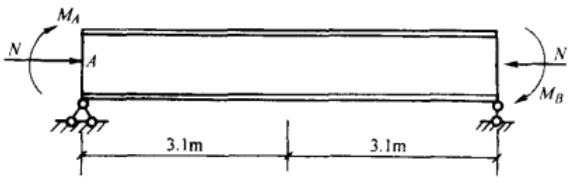


图 6-33　习题 6-5 图

6-6　图 6-34 所示悬臂柱，承受偏心距为 250 mm 的设计压力 1 600 kN。在弯矩作用平面外有支撑体系对柱上端形成支点（图 6-34（b）），要求确定热轧 H 型钢或焊接工字形截面，钢材为 Q235（注：当选用焊接工字形截面时，可试用翼缘 2 - 400 × 20，焰切边，腹板 1 - 460 × 12）。

6-7　习题 6-6 中，如果弯矩作用平面外的支撑改为如图 6-35 所示，所选截面需要如何调整才能适应？调整后柱截面面积可以减少多少？

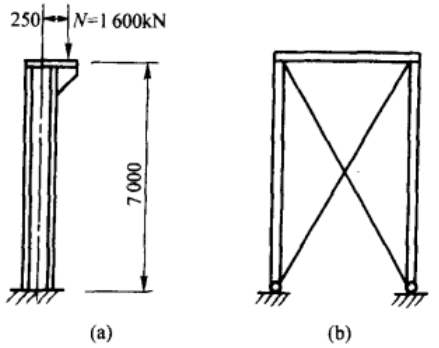


图 6-34　习题 6-6 图

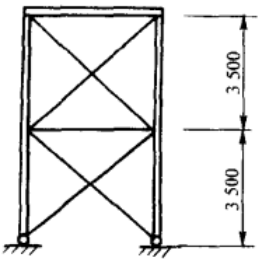


图 6-35　习题 6-7 图

6-8　图 6-36 所示的天窗架侧柱 *AB*，承受轴心压力的设计值为 85.8 kN，风荷载设计值为 $w = \pm 2.87$ kN/m（正号为压力，负号为吸力），计算长度 $l_{0x} = l = 3.5$ m，$l_{0y} = 3.0$ m。要求确定双角钢截面。钢材为 Q235。

6-9　图 6-37 所示为一压弯构件。构件长 12 m，两端铰接。在截面的腹板的平面内偏心受压，偏心距为 780 mm。钢材为 Q235，翼缘为火焰切割边。试计算此压杆所能承受压力的设计值。如果材料改用 16 Mn，压力的设计值有何改变？

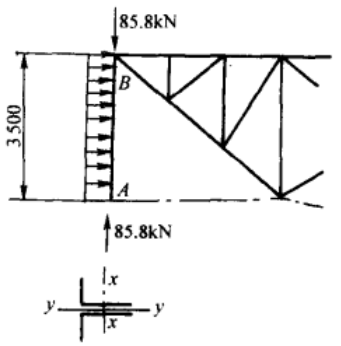


图 6-36　习题 6-8 图

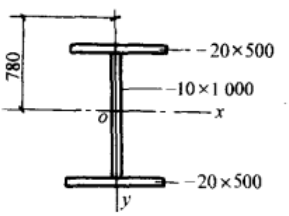


图 6-37　习题 6-9 图

6-10　验算习题 6-9 压弯构件的翼缘和腹板的宽厚比是否满足局部稳定要求。

6-11　图 6-38 所示单层刚架屈曲时有侧移，柱 *AB* 和与柱相邻的横梁的截面尺寸如图中剖面 1 - 1 与 2 - 2 所示。柱与横梁均刚接，而与基础为铰接。已知 *AB* 柱承受的轴心压力为 $N = 1\,400$ kN。试求柱所示的 *B* 端能承受的弯矩。在刚架平面外柱的两端均为不动铰，钢材为 Q235。

6-12　一缀条式格构式压弯构件，钢材为 Q235，截面及缀条布置等如图 6-39 所示，承受的荷载设计值 $N = 500$ kN 和 $M_x = 120$ kN·m。在弯矩作用平面内构件上、下端有相对侧移，

其计算长度取为 9.0 m。在垂直于弯矩作用平面内构件两端均有侧向支撑，其计算长度取为构件的高度 6.2 m。试验算此构件截面是否满足要求。

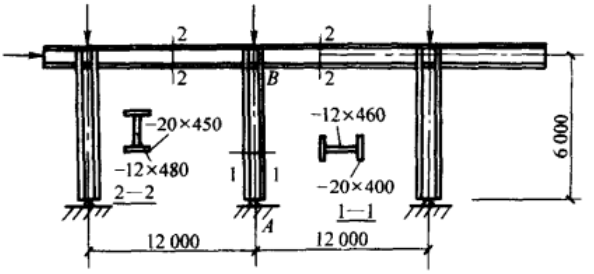


图 6-38　习题 6-11 图

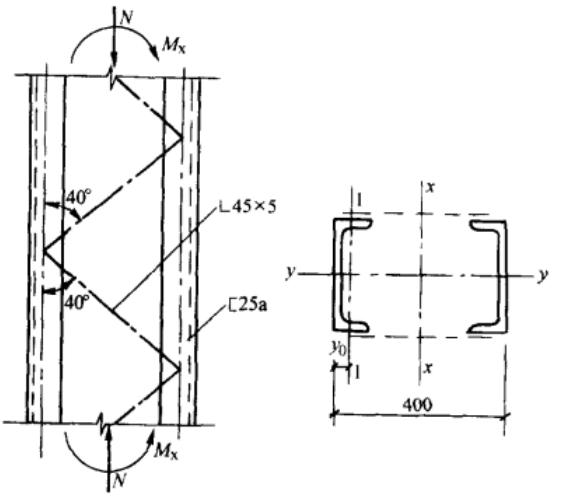


图 6-39　习题 6-12 图

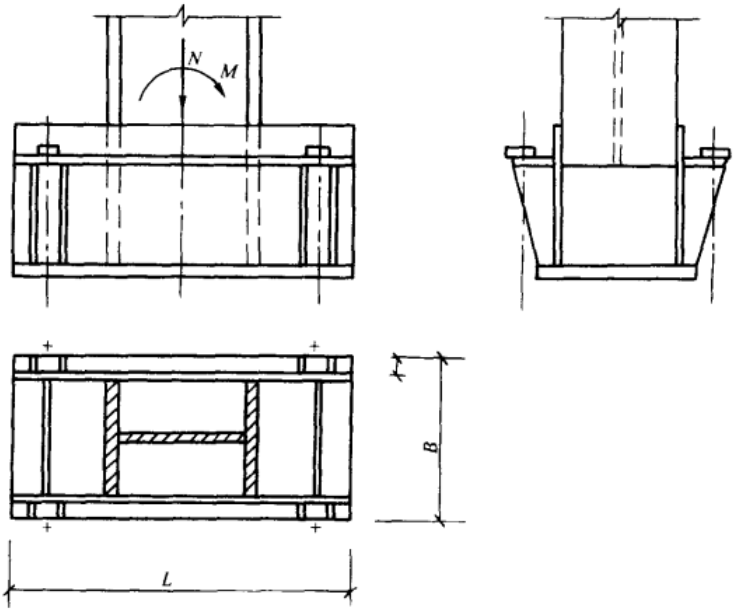


图 6-40　习题 6-13 图

6-13　试设计如图 6-40 所示的实腹式偏心受压柱的柱脚。柱截面为焊接工字形，截面尺

寸为 2 – 16 × 400 和 1 – 8 × 568。钢材为 Q235，焊条为 E43 型，手工焊。柱脚承受下列两组内力设计值：

第 1 组（用于确定底板尺寸）：$N = 1\ 200$ kN，$M = 450$ kN·m，$e = 0.375$ m；

第 2 组（用于计算锚栓）：$N = 800$ kN，$M = 420$ kN·m，$e = 0.525$ m。

基础混凝土强度等级为 C15，轴心抗压强度设计值 $f_c = 7.5$ N/mm^2。试设计此柱脚（包括确定底板尺寸 B、L 和底板厚度 t，靴梁高度 h，和厚度 t，隔板高度和厚度，柱身与靴梁、靴梁与底板的连接角焊缝焊脚尺寸以及锚栓直径等）。

答案

6-1

1.（C）　2.（A）　3.（D）　4.（A）　5.（C）　6.（D）　7.（A）　8.（B）

9.（B）　10.（D）　11.（B）　12.（A）　13.（C）　14.（B）　15.（C）　16.（D）

附　录

附录 1　钢材和连接强度设计值

附表 1-1　钢材的强度设计值（N/mm^2）

钢材		抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧） f_{ce}
牌号	厚度或直径（mm）			
Q235 钢	≤16	215	125	325
	>16～40	205	120	
	>40～60	200	115	
	>60～100	190	110	
Q345 钢	≤16	310	180	400
	>16～35	295	170	
	>35～50	265	155	
	>50～100	250	145	
Q390 钢	≤16	350	205	415
	>16～35	335	190	
	>35～50	315	180	
	>50～100	295	170	
Q420 钢	≤16	380	220	440
	>16～35	360	210	
	>35～50	340	195	
	>50～100	325	185	

注：表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

附表 1-2　焊缝的强度设计值（N/mm^2）

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝				角焊缝
	牌号	厚度或直径（mm）	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列等级时，抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压和抗剪 f_f^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊和 E43 型焊条的手工焊	Q235 钢	≤16	215	215	185	125	160
		>16～40	205	205	175	120	
		>40～60	200	200	170	115	
		>60～100	190	190	160	110	

（续）

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝				角焊缝
	牌号	厚度或直径（mm）	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列等级时，抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压和抗剪 f_f^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊和E50型焊条的手工焊	Q345钢	≤16	310	310	265	180	200
		>16～35	295	295	250	170	
		>35～50	265	265	225	155	
		>50～100	250	250	210	145	
自动焊、半自动焊和E55型焊条的手工焊	Q390钢	≤16	350	350	300	205	220
		>16～35	335	335	285	190	
		>35～50	315	315	270	180	
		>50～100	295	295	250	170	
	Q420钢	≤16	380	380	320	220	220
		>16～35	360	360	305	210	
		>35～50	340	340	290	195	
		>50～100	325	325	275	185	

注：1. 自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂，应保证其熔敷金属的力学性能不低于现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293 和《低合金钢埋弧焊用焊剂》GB/T 12470 中相关的规定。

2. 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。其中厚度小于 8 mm 钢材的对接焊缝，不应采用超声波探伤确定焊缝质量等级。

3. 对接焊缝在受压区的抗弯强度设计值取 f_c^w，在受拉区的抗弯强度设计值取 f_t^w。

4. 表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

附表 1-3　螺栓连接的强度设计值（N/mm^2）

螺栓的性能等级、锚栓和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接高强度螺栓		
		C级螺栓			A级、B级螺栓						
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^a	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
普通螺栓	4.6级、4.8级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—
	5.6级	—	—	—	210	190	—	—	—	—	—
	8.8级	—	—	—	400	320	—	—	—	—	—
锚栓	Q235钢	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—
	Q345钢	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—
承压型连接高强度螺栓	8.8级	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—
	10.9级	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—

（续）

螺栓的性能等级、锚栓和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接高强度螺栓		
		C级螺栓			A级、B级螺栓						
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^a	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
构件	Q235钢	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470
	Q345钢	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590
	Q390钢	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615
	Q420钢	—	—	425	—	—	560	—	—	—	655

注：1. A级螺栓用于 $d \leqslant 24$ mm 和 $l \leqslant 10d$ 或 $l \leqslant 150$ mm（按较小值）的螺栓；B级螺栓用于 $d > 24$ mm 或 $l > 10d$ 或 $l > 150$ mm（按较小值）的螺栓。d 为公称直径，l 为螺杆公称长度。

2. A、B级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度，C级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度，均应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205的要求。

附表 1-4　铆钉连接的强度设计值（N/mm^2）

铆钉钢号和构件钢材牌号		抗拉（钉头拉脱）f_t^r	抗剪 f_v^r		承压 f_c^r	
			Ⅰ类孔	Ⅱ类孔	Ⅰ类孔	Ⅱ类孔
铆钉	BL2或BL3	120	185	155	—	—
构件	Q235钢	—	—	—	450	365
	Q345钢	—	—	—	565	460
	Q390钢	—	—	—	590	480

注：1. 属于下列情况者为Ⅰ类孔：

1）在装配好的构件上按设计孔径钻成的孔；

2）在单个零件和构件上按设计孔径分别用钻模钻成的孔；

3）在单个零件上先钻成或冲成较小的孔径，然后在装配好的构件上再扩钻至设计孔径的孔。

2. 在单个零件上一次冲成或不用钻模钻成设计孔径的孔属于Ⅱ类孔。

附表 1-5　结构构件或连接设计强度的折减系数

项　次	情　况	折减系数
1	单面连接的单角钢	
	（1）按轴心受力计算强度和连接	0.85
	（2）按轴心受压计算稳定性	
	等边角钢	$0.6+0.001\,5\lambda$，但不大于1.0
	短边相连的不等边角钢	$0.5+0.002\,5\lambda$，但不大于1.0
	长边相连的不等边角钢	0.70
2	跨度≥60 m桁架的受压弦杆和端部受压腹杆	0.95
3	无垫板的单面施焊对接焊缝	0.85

（续）

项　次	情　况	折 减 系 数
4	施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接	0.90
5	沉头和半沉头铆钉连接	0.80

注：1. λ ——长细比，对中间无联系的单角钢压杆，应按最小回转半径计算；当 $\lambda < 20$ 时，取 $\lambda = 20$。

2. 当几种情况同时存在时，其折减系数应连乘。

附录2　受弯构件的挠度容许值

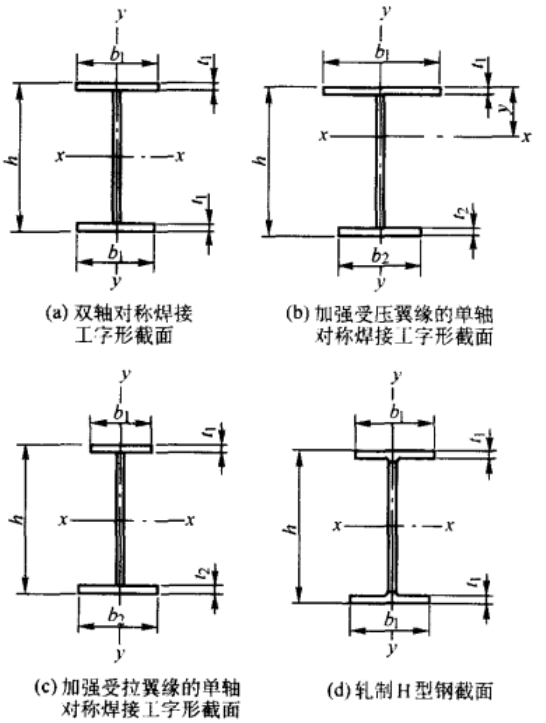
附表2　受弯构件挠度容许值

项次	构 件 类 别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
1	吊车梁和吊车桁架（按自重和起重量最大的一台吊车计算挠度） （1）手动吊车和单梁吊车（含悬挂吊车） （2）轻级工作制桥式吊车 （3）中级工作制桥式吊车 （4）重级工作制桥式吊车	 $l/500$ $l/800$ $l/1\,000$ $l/1\,200$	 —
2	手动或电动葫芦的轨道梁	$l/400$	—
3	有重轨（重量等于或大于 38 kg/m）轨道的工作平台梁 有轻轨（重量等于或小于 24 kg/m）轨道的工作平台梁	$l/600$ $l/400$	—
4	楼（屋）盖梁或桁架、工作平台梁（第3项除外）和平台板 （1）主梁或桁架（包括设有悬挂起重设备的梁和桁架） （2）抹灰顶棚的次梁 （3）除（1）、（2）款外的其他梁（包括楼梯梁） （4）屋盖檩条 支承无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面者 支承压型金属板、有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面者 支承其他屋面材料者 （5）平台板	 $l/400$ $l/250$ $l/250$ $l/150$ $l/200$ $l/200$ $l/150$	 $l/500$ $l/350$ $l/300$ — — — —
5	墙架构件（风荷载不考虑阵风系数） （1）支柱 （2）抗风桁架（作为连续支柱的支承时） （3）砌体墙的横梁（水平方向） （4）支承压型金属板、瓦楞铁和石棉瓦墙面的横梁（水平方向） （5）带有玻璃窗的横梁（竖直和水平方向）	 — — — — $l/200$	 $l/400$ $l/1\,000$ $l/300$ $l/200$ $l/200$

注：1. l 为受弯构件的跨度（对悬臂梁和伸臂梁为悬伸长度的2倍）。

2. $[v_T]$ 为永久和可变荷载标准值产生的挠度（如有起拱应减去拱度）的容许值；$[v_Q]$ 为可变荷载标准值产生的挠度的容许值。

附录3　梁的整体稳定系数



附图3-1　焊接工字形和轧制H型钢截面

附表3-1　H型钢和等截面工字形简支梁的系数 β_b

项次	侧向支承	荷　载		$\xi \leqslant 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
1	跨中无侧向支承	均布荷载作用在	上翼缘	$0.69+0.13\xi$	0.95	附图3-1（a）、（b）和（d）的截面
2			下翼缘	$1.73-0.20\xi$	1.33	
3		集中荷载作用在	上翼缘	$0.73+0.18\xi$	1.09	
4			下翼缘	$2.23-0.28\xi$	1.67	
5	跨度中点有一个侧向支承点	均布荷载作用在	上翼缘	1.15		附图3-1中的所有截面
6			下翼缘	1.40		
7		集中荷载作用在截面高度上任意位置		1.75		
8	跨中有不少于两个等距离侧向支承点	任意荷载作用在	上翼缘	1.20		
9			下翼缘	1.40		

（续）

项次	侧向支承	荷 载	$\xi \leqslant 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
10	梁端有弯矩，但跨中无荷载作用		$1.75-1.05\left(\frac{M_2}{M_1}\right)+0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2$，但$\leqslant 2.3$		附图 3-1 中的所有截面

注：1. ξ 为参数，$\xi=\frac{l_1 t_1}{b_1 h}$，其中 b_1 为受压翼缘的宽度，对跨中无侧向支承点的梁，l_1 为其跨度，对跨中有侧向支承点的梁，l_1 为受压翼缘侧向支承点间的距离（梁的支座处视为有侧向支承）。

2. M_1、M_2 为梁的端弯矩，使梁产生同向曲率时 M_1 和 M_2 取同号，产生反向曲率时取异号，$|M_1| \geqslant |M_2|$。

3. 表中项次 3、4 和 7 的集中荷载是指一个或少数几个集中荷载位于跨中央附近的情况，对其他情况的集中荷载，应按表中项次 1、2、5、6 内的数值采用。

4. 表中项次 8、9 的 β_b，当集中荷载作用在侧向支承点处时，取 $\beta_b = 1.20$。

5. 荷载作用在上翼缘系指荷载作用点在翼缘表面，方向指向截面形心；荷载作用在下翼缘系指荷载作用点在翼缘表面，方向背向截面形心。

6. 对 $\alpha_b > 0.8$ 的加强受压翼缘工字形截面，下列情况的 β_b 值应乘以相应的系数：

项次 1：当 $\xi \leqslant 1.0$ 时，乘以 0.95；

项次 3：当 $\xi \leqslant 0.5$ 时，乘以 0.90；当 $0.5 < \xi \leqslant 1.0$ 时，乘以 0.95。

附表 3-2 轧制普通工字钢简支梁的 φ_b

项次	荷载情况			工字钢型号	自由长度 l_1（m）								
					2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	跨中无侧向支承点的梁	集中荷载作用于	上翼缘	10～20	2.00	1.30	0.99	0.80	0.68	0.58	0.53	0.48	0.43
				22～32	2.40	1.48	1.09	0.86	0.72	0.62	0.54	0.49	0.45
				36～63	2.80	1.60	1.07	0.83	0.68	0.56	0.50	0.45	0.40
2			下翼缘	10～20	3.10	1.95	1.34	1.01	0.82	0.69	0.63	0.57	0.52
				22～40	5.50	2.80	1.84	1.37	1.07	0.86	0.73	0.64	0.56
				45～63	7.30	3.60	3.20	1.62	1.20	0.96	0.80	0.69	0.60
3		均布荷载作用于	上翼缘	10～20	1.70	1.12	0.84	0.68	0.57	0.50	0.45	0.41	0.37
				22～40	2.10	1.30	0.93	0.73	0.60	0.51	0.45	0.40	0.36
				45～63	2.60	1.45	0.97	0.73	0.59	0.50	0.44	0.38	0.35
4			下翼缘	10～20	2.50	1.55	1.08	0.83	0.68	0.56	0.52	0.47	0.42
				22～40	4.00	2.20	1.45	1.10	0.85	0.70	0.60	0.52	0.46
				45～63	5.60	2.80	1.80	1.25	0.95	0.78	0.65	0.55	0.49
5	跨中有侧向支承点的梁（不论荷载作用点在截面高度上的位置）			10～20	2.20	1.39	1.01	0.79	0.66	0.57	0.52	0.47	0.42
				22～40	3.00	1.80	1.24	0.96	0.76	0.65	0.56	0.49	0.43
				45～63	4.00	2.20	1.38	1.01	0.80	0.66	0.56	0.49	0.43

注：1. 同附表 3-1 的注 3、5。

2. 表中的 φ_b 适用于 Q235 钢，对其他钢号，表中数值应乘以 $235/f_y$。

附表 3-3　双轴对称工字形等截面（含 H 型钢）悬臂梁的系数 β_b

项次	荷载形式		$0.60 \leqslant \xi \leqslant 1.24$	$1.24 < \xi \leqslant 1.96$	$1.96 < \xi \leqslant 3.10$
1	自由端一个集中荷载作用在	上翼缘	$0.21+0.67\xi$	$0.72+0.26\xi$	$1.17+0.03\xi$
2		下翼缘	$2.94-0.65\xi$	$2.64-0.40\xi$	$2.15-0.15\xi$
3	均布荷载作用在上翼缘		$0.62+0.82\xi$	$1.25+0.31\xi$	$1.66+0.10\xi$

注：1. 本表是按支承端为固定的情况确定的，当用于由邻跨延伸出来的伸臂梁时，应在构造上采取措施加强支承处的抗扭能力。

2. 表中 ξ 见附表 3-1 注 1。

附录 4　轴心受压构件的稳定系数

附表 4-1　a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.996
10	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.989	0.988	0.986	0.985	0.983
20	0.981	0.979	0.977	0.976	0.974	0.972	0.970	0.968	0.966	0.964
30	0.963	0.961	0.959	0.957	0.955	0.952	0.950	0.948	0.946	0.944
40	0.941	0.939	0.937	0.934	0.932	0.929	0.927	0.924	0.921	0.919
50	0.916	0.913	0.910	0.907	0.904	0.900	0.897	0.894	0.890	0.886
60	0.883	0.879	0.875	0.871	0.867	0.863	0.858	0.854	0.849	0.844
70	0.839	0.834	0.829	0.824	0.818	0.813	0.807	0.801	0.795	0.789
80	0.783	0.776	0.770	0.763	0.757	0.750	0.743	0.736	0.728	0.721
90	0.714	0.706	0.699	0.691	0.684	0.676	0.668	0.661	0.653	0.645
100	0.638	0.630	0.622	0.615	0.607	0.600	0.592	0.585	0.577	0.570
110	0.563	0.555	0.548	0.541	0.534	0.527	0.520	0.514	0.507	0.500
120	0.494	0.488	0.481	0.475	0.469	0.463	0.457	0.451	0.445	0.440
130	0.434	0.429	0.423	0.418	0.412	0.407	0.402	0.397	0.392	0.387
140	0.383	0.378	0.373	0.369	0.364	0.360	0.356	0.351	0.347	0.343
150	0.339	0.335	0.331	0.327	0.323	0.320	0.316	0.312	0.309	0.305
160	0.302	0.298	0.295	0.292	0.289	0.285	0.282	0.279	0.276	0.273
170	0.270	0.267	0.264	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248	0.246
180	0.243	0.241	0.238	0.236	0.233	0.231	0.229	0.226	0.224	0.222
190	0.220	0.218	0.215	0.213	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
200	0.199	0.198	0.196	0.194	0.192	0.190	0.189	0.187	0.185	0.183

（续）

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
210	0.182	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.168
220	0.166	0.165	0.164	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.155	0.154
230	0.153	0.152	0.150	0.149	0.148	0.147	0.146	0.144	0.143	0.142
240	0.141	0.140	0.139	0.138	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131
250	0.130	—	—	—	—	—	—	—	—	—

附表 4-2　b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.838	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.807	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.329	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.262	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123	—	—	—	—	—	—	—	—	—

附表 4-3　c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.993
10	0.992	0.990	0.988	0.986	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973	0.970
20	0.966	0.959	0.953	0.947	0.940	0.934	0.928	0.921	0.915	0.909
30	0.902	0.896	0.890	0.884	0.877	0.871	0.865	0.858	0.852	0.846
40	0.839	0.833	0.826	0.820	0.814	0.807	0.801	0.794	0.788	0.781
50	0.775	0.768	0.762	0.755	0.748	0.742	0.735	0.729	0.722	0.715
60	0.709	0.702	0.695	0.689	0.682	0.676	0.669	0.662	0.656	0.649
70	0.643	0.636	0.629	0.623	0.616	0.610	0.604	0.597	0.591	0.584
80	0.578	0.572	0.566	0.559	0.553	0.547	0.541	0.535	0.529	0.523
90	0.517	0.511	0.505	0.500	0.494	0.488	0.483	0.477	0.472	0.467
100	0.463	0.458	0.454	0.449	0.445	0.441	0.436	0.432	0.428	0.423
110	0.419	0.415	0.411	0.407	0.403	0.339	0.395	0.391	0.387	0.383
120	0.379	0.375	0.371	0.367	0.364	0.360	0.356	0.353	0.349	0.346
130	0.342	0.339	0.335	0.332	0.328	0.325	0.322	0.319	0.315	0.312
140	0.309	0.306	0.303	0.300	0.297	0.294	0.291	0.288	0.285	0.282
150	0.280	0.277	0.274	0.271	0.269	0.266	0.264	0.261	0.258	0.256
160	0.254	0.251	0.249	0.246	0.244	0.242	0.239	0.237	0.235	0.233
170	0.230	0.228	0.226	0.224	0.222	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212
180	0.210	0.208	0.206	0.205	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194
190	0.192	0.190	0.189	0.187	0.186	0.184	0.182	0.181	0.179	0.178
200	0.176	0.175	0.173	0.172	0.170	0.169	0.168	0.166	0.165	0.163
210	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.156	0.154	0.153	0.152	0.151
220	0.150	0.148	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.142	0.140	0.139
230	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129
240	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120
250	0.119	—	—	—	—	—	—	—	—	—

附表 4-4　d 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.996	0.994	0.992	0.990	0.987
10	0.984	0.981	0.978	0.974	0.969	0.965	0.960	0.955	0.949	0.944
20	0.937	0.927	0.918	0.909	0.900	0.891	0.883	0.874	0.865	0.857
30	0.848	0.840	0.831	0.823	0.815	0.807	0.799	0.790	0.782	0.774
40	0.766	0.759	0.751	0.743	0.735	0.728	0.720	0.712	0.705	0.697
50	0.690	0.683	0.675	0.668	0.661	0.654	0.646	0.639	0.632	0.625
60	0.618	0.612	0.605	0.598	0.591	0.585	0.578	0.572	0.565	0.559
70	0.552	0.546	0.540	0.534	0.528	0.522	0.516	0.510	0.504	0.498
80	0.493	0.487	0.481	0.476	0.470	0.465	0.460	0.454	0.449	0.444
90	0.439	0.434	0.429	0.424	0.419	0.414	0.410	0.405	0.401	0.397
100	0.394	0.390	0.387	0.383	0.380	0.376	0.373	0.370	0.366	0.363
110	0.359	0.356	0.353	0.350	0.346	0.343	0.340	0.337	0.334	0.331
120	0.328	0.325	0.322	0.319	0.316	0.313	0.310	0.307	0.304	0.301
130	0.299	0.296	0.293	0.290	0.288	0.285	0.282	0.280	0.277	0.275
140	0.272	0.270	0.267	0.265	0.262	0.260	0.258	0.255	0.253	0.251
150	0.248	0.246	0.244	0.242	0.240	0.237	0.235	0.233	0.231	0.229
160	0.227	0.225	0.223	0.221	0.219	0.217	0.215	0.213	0.212	0.210
170	0.208	0.206	0.204	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194	0.192
180	0.191	0.189	0.188	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.177
190	0.176	0.174	0.173	0.171	0.170	0.168	0.167	0.166	0.164	0.163
200	0.162	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注：1. 附表 4-1 至附表 4-4 中的 φ 值系按下列公式算得：

当 $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{f_y/E} \leqslant 0.215$ 时：

$$\varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2$$

当 $\lambda_n > 0.215$ 时：

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2}\left[(\alpha_2 + \alpha_3\lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3\lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2}\right]$$

式中，α_1、α_2、α_3 为系数，根据附表 4-1 的截面分类，按附表 4-5 采用。

2. 当构件的 $\lambda\sqrt{f_y/235}$ 值超出附表 4-1 至附表 4-5 的范围时，则 φ 值按注 1 所列的公式计算。

附表 4-5　系数 α_1、α_2、α_3

截面类别		α_1	α_2	α_3
a类		0.41	0.986	0.152
b类		0.65	0.965	0.300
c类	$\lambda_n \leqslant 1.05$	0.73	0.906	0.595
	$\lambda_n > 1.05$		1.216	0.302
d类	$\lambda_n \leqslant 1.05$	1.35	0.868	0.915
	$\lambda_n > 1.05$		1.375	0.432

附录 5　柱的计算长度系数

附表 5-1　无侧移框架柱的计算长度系数 μ

K_2 \ K_1	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥10
0	1.000	0.990	0.981	0.964	0.949	0.935	0.922	0.875	0.820	0.791	0.773	0.760	0.732
0.05	0.990	0.981	0.971	0.955	0.940	0.926	0.914	0.867	0.814	0.784	0.766	0.754	0.726
0.1	0.981	0.971	0.962	0.946	0.931	0.918	0.906	0.860	0.807	0.778	0.760	0.748	0.721
0.2	0.964	0.955	0.946	0.930	0.916	0.903	0.891	0.846	0.795	0.767	0.749	0.737	0.711
0.3	0.949	0.940	0.931	0.916	0.902	0.889	0.878	0.834	0.784	0.756	0.739	0.728	0.701
0.4	0.935	0.926	0.918	0.903	0.889	0.877	0.866	0.823	0.774	0.747	0.730	0.719	0.693
0.5	0.922	0.914	0.906	0.891	0.878	0.866	0.855	0.813	0.765	0.738	0.721	0.710	0.685
1	0.875	0.867	0.860	0.846	0.834	0.823	0.813	0.774	0.729	0.704	0.688	0.677	0.654
2	0.820	0.814	0.807	0.795	0.784	0.774	0.765	0.729	0.686	0.663	0.648	0.638	0.615
3	0.791	0.784	0.778	0.767	0.756	0.747	0.738	0.704	0.663	0.640	0.625	0.616	0.593
4	0.773	0.766	0.760	0.749	0.739	0.730	0.721	0.688	0.648	0.625	0.611	0.601	0.580
5	0.760	0.754	0.748	0.737	0.728	0.719	0.710	0.677	0.638	0.616	0.601	0.592	0.570
≥10	0.732	0.726	0.721	0.711	0.701	0.693	0.685	0.654	0.615	0.593	0.580	0.570	0.549

注：1. 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\left[\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2 + 2(K_1 + K_2) - 4K_1K_2\right]\frac{\pi}{\mu}\cdot\sin\frac{\pi}{\mu} - 2\left[(K_1 + K_2)\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2 + 4K_1K_2\right]\cos\frac{\pi}{\mu} + 8K_1K_2 = 0$$

式中，K_1、K_2 分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当梁远端为铰接时，应将横梁线刚度乘以 1.5；当横梁远端为嵌固时，则将横梁线刚度乘以 2。

2. 当横梁与柱铰接时，取横梁线刚度为零。

3. 对底层框架柱：当柱与基础铰接时，取 $K_2 = 0$（对平板支座可取 $K_2 = 0.1$）；当柱与基础刚接时，取 $K_2 = 10$。

4. 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时，横梁线刚度应乘以折减系数 α_N：

横梁远端与柱刚接和横梁远端铰支时：$\alpha_N = 1 - N_b/N_{Eb}$

横梁远端嵌固时：$\alpha_N = 1 - N_b/(2N_{Eb})$

式中，$N_{Eb} = \pi^2 EI_b/l^2$，I_b 为横梁截面惯性矩，l 为横梁长度。

附表 5-2　有侧移框架柱的计算长度系数 μ

K_2 \ K_1	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥10
0	∞	6.02	4.46	3.42	3.01	2.78	2.64	2.33	2.17	2.11	2.08	2.07	2.03
0.05	6.02	4.16	3.47	2.86	2.58	2.42	2.31	2.07	1.94	1.90	1.87	1.86	1.83
0.1	4.46	3.47	3.01	2.56	2.33	2.20	2.11	1.90	1.79	1.75	1.73	1.72	1.70
0.2	3.42	2.86	2.56	2.23	2.05	1.94	1.87	1.70	1.60	1.57	1.55	1.54	1.52
0.3	3.01	2.58	2.33	2.05	1.90	1.80	1.74	1.58	1.49	1.46	1.45	1.44	1.42
0.4	2.78	2.42	2.20	1.94	1.80	1.71	1.65	1.50	1.42	1.39	1.37	1.37	1.35
0.5	2.64	2.31	2.11	1.87	1.74	1.65	1.59	1.45	1.37	1.34	1.32	1.32	1.30
1	2.33	2.07	1.90	1.70	1.58	1.50	1.45	1.32	1.24	1.21	1.20	1.19	1.17
2	2.17	1.94	1.79	1.60	1.49	1.42	1.37	1.24	1.16	1.14	1.12	1.12	1.10
3	2.11	1.90	1.75	1.57	1.46	1.39	1.34	1.21	1.14	1.11	1.10	1.09	1.07
4	2.08	1.87	1.73	1.55	1.45	1.37	1.32	1.20	1.12	1.10	1.08	1.08	1.06
5	2.07	1.86	1.72	1.54	1.44	1.37	1.32	1.19	1.12	1.09	1.08	1.07	1.05
≥10	2.03	1.83	1.70	1.52	1.42	1.35	1.30	1.17	1.10	1.07	1.06	1.05	1.03

注：1. 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\left[36K_1K_2-\left(\frac{\pi}{\mu}\right)^2\right]\sin\frac{\pi}{\mu}+6(K_1+K_2)\frac{\pi}{\mu}\cdot\cos\frac{\pi}{\mu}=0$$

式中，K_1、K_2 分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当横梁远端为铰接时，应将横梁线刚度乘以 0.5；当横梁远端为嵌固时，则应乘以 2/3。

2. 当横梁与柱铰接时，取横梁线刚度为零。

3. 对底层框架柱：当柱与基础铰接时，取 $K_2=0$（对平板支座可取 $K_2=0.1$）；当柱与基础刚接时，取 $K_2=10$。

4. 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时，横梁线刚度应乘以折减系数 α_N：

横梁远端与柱刚接时：$\alpha_N=1-N_b/(4N_{Eb})$

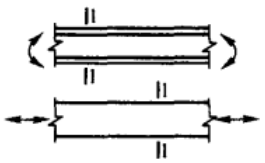
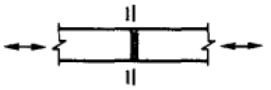
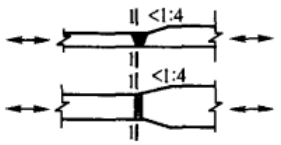
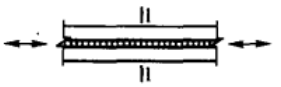
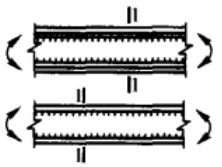
横梁远端铰支时：$\alpha_N=1-N_b/N_{Eb}$

横梁远端嵌固时：$\alpha_N=1-N_b/(2N_{Eb})$

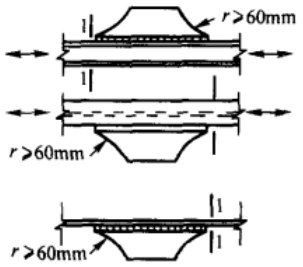
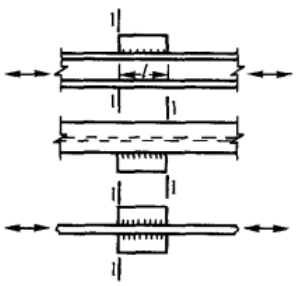
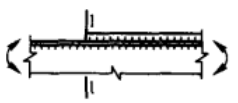
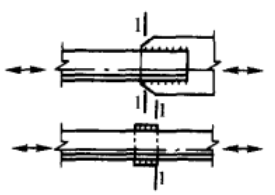
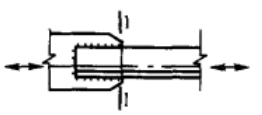
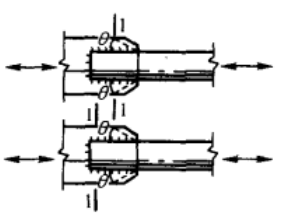
N_{Eb}的计算式见附表 5-1 注 4。

附录6　疲劳计算的构件和连接分类

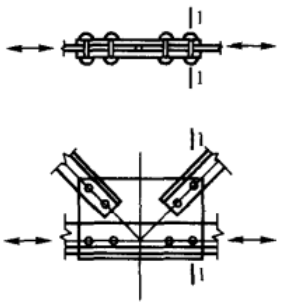
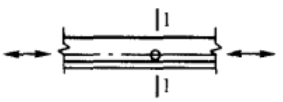
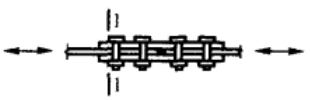
附表6　构件和连接分类

项次	简　图	说　明	类别
1		无连接处的主体金属 (1) 轧制型钢 (2) 钢板 a. 两边为轧制边或刨边 b. 两侧为自动、半自动切割边（切割质量标准应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205）	 1 1 2
2		横向对接焊缝附近的主体金属 (1) 符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205的一级焊缝 (2) 经加工、磨平的一级焊缝	 3 2
3		不同厚度（或宽度）横向对接焊缝附近的主体金属，焊缝加工成平滑过渡并符合一级焊缝标准	2
4		纵向对接焊缝附近的主体金属，焊缝符合二级焊缝标准	2
5		翼缘连接焊缝附近的主体金属 (1) 翼缘板与腹板的连接焊缝 a. 自动焊，二级T形对接和角接组合焊缝 b. 自动焊，角焊缝，外观质量标准符合二级 c. 手工焊，角焊缝，外观质量标准符合二级 (2) 双层翼缘板之间的连接焊缝 a. 自动焊，角焊缝，外观质量标准符合二级 b. 手工焊，角焊缝，外观质量标准符合二级	 2 3 4 3 4
6		横向加劲肋端部附近的主体金属 (1) 肋端不断弧（采用回焊） (2) 肋端断弧	 4 5

（续）

项次	简　图	说　明	类别
7		梯形节点板用对接焊缝焊于梁翼缘、腹板以及桁架构件处的主体金属，过渡处在焊后铲平、磨光、圆滑过渡，不得有焊接起弧、灭弧缺陷	5
8		矩形节点板焊接于构件翼缘或腹板处的主体金属，$l>150$ mm	7
9		翼缘板中断处的主体金属（板端有正面焊缝）	7
10		向正面角焊缝过渡处的主体金属	6
11		两侧面角焊缝连接端部的主体金属	8
12		三面围焊的角焊缝端部主体金属	7
13		三面围焊或两侧面角焊缝连接的节点板主体金属（节点板计算宽度按应力扩散角 θ 等于30°考虑）	7

（续）

项次	简　图	说　明	类别
14		K形坡口T形对接与角接组合焊缝处的主体金属，两板轴线偏离小于0.15t，焊缝为二级，焊趾角 $\alpha \leqslant 45°$	5
15		十字接头角焊缝处的主体金属，两板轴线偏离小于0.15t	7
16	角焊缝	按有效截面确定的剪应力幅计算	8
17		铆钉连接处的主体金属	3
18		连系螺栓和虚孔处的主体金属	3
19		高强度螺栓摩擦型连接处的主体金属	2

注：1　所有对接焊缝及T形对接和角接组合焊缝均需焊透。所有焊缝的外形尺寸均应符合现行标准《钢结构焊缝外形尺寸》JB 7949的规定。

2　角焊缝应符合《钢结构设计规范》第8.2.7条和8.2.8条的要求。

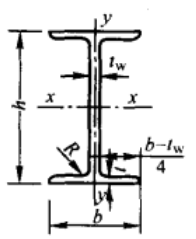
3　项次16中的剪应力幅 $\Delta\tau = \tau_{max} - \tau_{min}$，其中 τ_{min} 与 τ_{max} 同方向时，取正值；与 τ_{max} 反方向时，取负值。

4　第17、18项中的应力应以净截面面积计算，第19项应以毛截面面积计算。

附录7　型钢表

附表7-1　普通工字钢

符号　h—高度
b—翼缘宽度
t_w—腹板厚度
t—翼缘平均厚度
I—惯性矩
W—截面模量

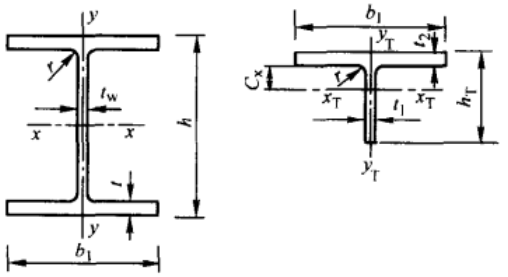


i—回转半径
S—半截面的面积矩
长度：型号10～18，长5～19 m；
型号20～63，长6～19 m。

（续）

型号	尺寸					截面积	质量	x—x 轴				y—y 轴		
	h	b	t_w	t	R	A	q	I_x	W_x	i_x	I_x/S_x	I_y	W_y	i_y
	mm					cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm		cm^4	cm^3	cm
10	100	68	4.5	7.6	6.5	14.3	11.2	245	49	4.14	8.69	33	9.6	1.51
12.6	126	74	5.0	8.4	7.0	18.1	14.2	488	77	5.19	11.0	47	12.7	1.61
14	140	80	5.5	9.1	7.5	21.5	16.9	712	102	5.75	12.2	64	16.1	1.73
16	160	88	6.0	9.9	8.0	26.1	20.5	1 127	141	6.57	13.9	93	21.1	1.89
18	180	94	6.5	10.7	8.5	30.7	24.1	1 699	185	7.37	15.4	123	26.2	2.00
20 a	200	100	7.0	11.4	9.0	35.5	27.9	2 369	237	8.16	17.4	158	31.6	2.11
20 b		102	9.0			39.5	31.1	2 502	250	7.95	17.1	169	33.1	2.07
22 a	220	110	7.5	12.3	9.5	42.1	33.0	3 406	310	8.99	19.2	226	41.1	2.32
22 b		112	9.5			46.5	36.5	3 583	326	8.78	18.9	240	42.9	2.27
25 a	250	116	8.0	13.0	10.0	48.5	38.1	5 017	401	10.2	21.7	280	48.4	2.40
25 b		118	10.0			53.5	42.0	5 278	422	9.93	21.4	297	50.4	2.36
28 a	280	122	8.5	13.7	10.5	55.4	43.5	7 115	508	11.3	24.3	344	56.4	2.49
28 b		124	10.5			61.0	47.9	7 481	534	11.1	24.0	364	58.7	2.44
a		130	9.5			67.1	52.7	11 080	692	12.8	27.7	459	70.6	2.62
32 b	320	132	11.5	15.0	11.5	73.5	57.7	11 626	727	12.6	27.3	484	73.3	2.57
c		134	13.5			79.9	62.7	12 173	761	12.3	26.9	510	76.1	2.53
a		136	10.0			76.4	60.0	15 796	878	14.4	31.0	555	81.6	2.69
36 b	360	138	12.0	15.8	12.0	83.6	65.6	16 574	921	14.1	30.6	584	84.6	2.64
c		140	14.0			90.8	71.3	17 351	964	13.8	30.2	614	87.7	2.60
a		142	10.5			86.1	67.6	21 714	1 086	15.9	34.4	660	92.9	2.77
40 b	400	144	12.5	16.5	12.5	94.1	73.8	22 781	1 139	15.6	33.9	693	96.2	2.71
c		146	14.5			102	80.1	23 847	1 192	15.3	33.5	727	99.7	2.67
a		150	11.5			102	80.4	32 241	1 433	17.7	38.5	855	114	2.89
45 b	450	152	13.5	18.0	13.5	111	87.4	33 759	1 500	17.4	38.1	895	118	2.84
c		154	15.5			120	94.5	35 278	1 568	17.1	37.6	938	122	2.79
a		158	12.0			119	93.6	46 472	1 859	19.7	42.9	1 122	142	3.07
50 b	500	160	14.0	20	14	129	101	48 556	1 942	19.4	42.3	1 171	146	3.01
c		162	16.0			139	109	50 639	2 026	19.1	41.9	1 224	151	2.96
a		166	12.5			135	106	65 576	2 342	22.0	47.9	1 366	165	3.18
56 b	560	168	14.5	21	14.5	147	115	68 503	2 447	21.6	47.3	1 424	170	3.12
c		170	16.5			158	124	71 430	2 551	21.3	46.8	1 485	175	3.07
a		176	13.0			155	122	94 004	2 984	24.7	53.8	1 702	194	3.32
63 b	630	178	15.0	22	15	167	131	98 171	3 117	24.2	53.2	1 771	199	3.25
c		180	17.0			180	141	102 339	3 249	23.9	52.6	1 842	205	3.20

附表 7-2　H 型钢和 T 形钢



符号H型钢：h—截面高度；b_1—翼缘宽度；t_w—腹板厚度；t—翼缘厚度；W—截面模量；i—回转半径；S—半截面的面积矩；I—惯性矩。

T形钢：截面高度 h_T，截面面积 A_T，质量 q_T，惯性矩 I_{yT}等于相应 H 型钢的 1/2；

HW、HM、HN 分别代表宽翼缘、中翼缘、窄翼缘 H 型钢；

TW、TM、TN 分别代表各自 H 型钢剖分的 T 形钢。

H 型 钢										H和T	T 形 钢				
类别	H型钢规格	截面积	质量	$x-x$ 轴			$y-y$ 轴			重心	x_T-x_T 轴			T形钢规格	类别
	$h\times b_1\times t_w\times t$	A	q	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y, i_{yT}	C_x	I_{xT}	i_{xT}		$h_T\times b_1\times t_w\times t$	
	mm	cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3	cm	cm	cm^4	cm		mm	
HW	100×100×6×8	21.90	17.2	383	76.5	4.18	134	26.7	2.47	1.00	16.1	1.21		50×100×6×8	TW
	125×125×6.5×9	30.31	23.8	847	136	5.29	294	47.0	3.11	1.19	35.0	1.52		62.5×125×6.5×9	
	150×150×7×10	40.55	31.9	1 660	221	6.39	564	75.1	3.73	1.37	66.4	1.81		75×150×7×10	
	175×175×7.5×11	51.43	40.3	2 900	331	7.50	984	112	4.37	1.55	115	2.11		87.5×175×7.5×11	
	200×200×8×12	64.28	50.5	4 770	477	8.61	1 600	160	4.99	1.73	185	2.40		100×200×8×12	
	#200×204×12×12	72.28	56.7	5 030	503	8.35	1 700	167	4.85	2.09	256	2.66		#100×204×12×12	
	250×250×9×14	92.18	72.4	10 800	867	10.8	3 650	292	6.29	2.08	412	2.99		125×250×9×14	
	#250×255×14×14	104.7	82.2	11 500	919	10.5	3 880	304	6.09	2.58	589	3.36		#125×255×14×14	
	#294×302×12×12	108.3	85.0	17 000	1 160	12.5	5 520	365	7.14	2.83	858	3.98		#147×302×12×12	
	300×300×10×15	120.4	94.5	20 500	1 370	13.1	6 760	450	7.49	2.47	798	3.64		150×300×10×15	
	300×305×15×15	135.4	106	21 600	1 440	12.6	7 100	466	7.24	3.02	1 110	4.05		150×305×15×15	
	#344×348×10×16	146.0	115	33 300	1 940	15.1	11 200	646	8.78	2.67	1 230	4.11		#172×348×10×16	
	350×350×12×19	173.9	137	40 300	2 300	15.2	13 600	776	8.84	2.86	1 520	4.18		175×350×12×19	
	#388×402×15×15	179.2	141	49 200	2 540	16.6	16 300	809	9.52	3.69	2 480	5.26		#194×402×15×15	
	#394×398×11×18	187.6	147	56 400	2 860	17.3	18 900	951	10.0	3.01	2 050	4.67		#197×398×11×18	
	400×400×13×21	219.5	172	66 900	3 340	17.5	22 400	1 120	10.1	3.21	2 480	4.75		200×400×13×21	
	#400×408×21×21	251.5	197	71 100	3 560	16.8	23 800	1 170	9.73	4.07	3 650	5.39		#200×408×21×21	
	#414×405×18×28	296.2	233	93 000	4 490	17.7	31 000	1 530	10.2	3.68	3 620	4.95		#207×405×18×28	
	#428×407×20×35	361.4	284	119 000	5 580	18.2	39 400	1 930	10.4	3.90	4 380	4.92		#214×407×20×35	
HM	148×100×6×9	27.25	21.4	1 040	140	6.17	151	30.2	2.35	1.55	51.7	1.95		74×100×6×9	TM
	194×150×6×9	39.76	31.2	2 740	283	8.30	508	67.7	3.57	1.78	125	2.50		97×150×6×9	
	244×175×7×11	56.24	44.1	6 120	502	10.4	985	113	4.18	2.27	289	3.20		122×175×7×11	
	294×200×8×12	73.03	57.3	11 400	779	12.5	1 600	160	4.69	2.82	572	3.96		147×200×8×12	
	340×250×9×14	101.5	79.7	21 700	1 280	14.6	3 650	292	6.00	3.09	1 020	4.48		170×250×9×14	

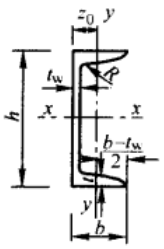
（续）

H 型 钢									H和T	T 形 钢				
类别	H型钢规格	截面积	质量	$x-x$ 轴			$y-y$ 轴			重心	x_T-x_T 轴		T形钢规格	类别
	$h\times b_1\times t_w\times t$	A	q	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y, i_{yT}	C_x	I_{xT}	i_{xT}	$h_T\times b_1\times t_w\times t$	
	mm	cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3	cm	cm	cm^4	cm	mm	
HM	390×300×10×16	136.7	107	38 900	2 000	16.9	7 210	481	7.26	3.40	1 730	5.03	195×300×10×16	TM
	440×300×11×18	157.4	124	56 100	2 550	18.9	8 110	541	7.18	4.05	2 680	5.84	220×300×11×18	
	482×300×11×15	146.4	115	60 800	2 520	20.4	6 770	451	6.80	4.90	3 420	6.83	241×300×11×15	
	488×300×11×18	164.4	129	71 400	2 930	20.8	8 120	541	7.03	4.65	3 620	6.64	244×300×11×18	
	582×300×12×17	174.5	137	103 000	3 530	24.3	7 670	511	6.63	6.39	6 360	8.54	291×300×12×17	
	588×300×12×20	192.5	151	118 000	4 020	24.8	9 020	601	6.85	6.08	6 710	8.35	294×300×12×20	
	#594×302×14×23	222.4	175	137 000	4 620	24.9	10 600	701	6.90	6.33	7 920	8.44	#297×302×14×23	
HN	100×50×5×7	12.16	9.54	192	38.5	3.98	14.9	5.96	1.11	1.27	11.9	1.40	50×50×5×7	TN
	125×60×6×8	17.01	13.3	417	66.8	4.95	29.3	9.75	1.31	1.63	27.5	1.80	62.5×60×6×8	
	150×75×5×7	18.16	14.3	679	90.6	6.12	49.6	13.2	1.65	1.78	42.7	2.17	75×75×5×7	
	175×90×5×8	23.21	18.2	1 220	140	7.26	97.6	21.7	2.05	1.92	70.7	2.47	87.5×90×5×8	
	198×99×4.5×7	23.59	18.5	1 610	163	8.27	114	23.0	2.20	2.13	94.0	2.82	99×99×4.5×7	
	200×100×5.5×8	27.57	21.7	1 880	188	8.25	134	26.8	2.21	2.27	115	2.88	100×100×5.5×8	
	248×124×5×8	32.89	25.8	3 560	287	10.4	255	41.1	2.78	2.62	208	3.56	124×124×5×8	
	250×125×6×9	37.87	29.7	4 080	326	10.4	294	47.0	2.79	2.78	249	3.62	125×125×6×9	
	298×149×5.5×8	41.55	32.6	6 460	433	12.4	443	59.4	3.26	3.22	395	4.36	149×149×5.5×8	
	300×150×6.5×9	47.53	37.3	7 350	490	12.4	508	67.7	3.27	3.38	465	4.42	150×150×6.5×9	
	346×174×6×9	53.19	41.8	11 200	649	14.5	792	91.0	3.86	3.68	681	5.06	173×174×6×9	
	350×175×7×11	63.66	50.0	13 700	782	14.7	985	113	3.93	3.74	816	5.06	175×175×7×11	
	#400×150×8×13	71.12	55.8	18 800	942	16.3	734	97.9	3.21	—	—	—	—	
	396×199×7×11	72.16	56.7	20 000	1 010	16.7	1 450	145	4.48	4.17	1 190	5.76	198×199×7×11	
	400×200×8×13	84.12	66.0	23 700	1 190	16.8	1 740	174	4.54	4.23	1 400	5.76	200×200×8×13	
	#450×150×9×14	83.41	65.5	27 100	1 200	18.0	793	106	3.08	—	—	—	—	
	446×199×8×12	84.95	66.7	29 000	1 300	18.5	1 580	159	4.31	5.07	1 880	6.65	223×199×8×12	
	450×200×9×14	97.41	76.5	33 700	1 500	18.6	1 870	187	4.38	5.13	2 160	6.66	225×200×9×14	
	#500×150×10×16	98.23	77.1	38 500	1 540	19.8	907	121	3.04	—	—	—	—	
	496×199×9×14	101.3	79.5	41 900	1 690	20.3	1 840	185	4.27	5.90	2 840	7.49	248×199×9×14	
	500×200×10×16	114.2	89.6	47 800	1 910	20.5	2 140	214	4.33	5.96	3 210	7.50	250×200×10×16	
	#506×201×11×19	131.3	103	56 500	2 230	20.8	2 580	257	4.43	5.95	3 670	7.48	#253×201×11×19	
	596×199×10×15	121.2	95.1	69 300	2 330	23.9	1 980	199	4.04	7.76	5 200	9.27	298×199×10×15	
	600×200×11×17	135.2	106	78 200	2 610	24.1	2 280	228	4.11	7.81	5 820	9.28	300×200×11×17	
	#606×201×12×20	153.3	120	91 000	3 000	24.4	2 720	271	4.21	7.76	6 580	9.26	#303×201×12×20	
	#692×300×13×20	211.5	166	172 000	4 980	28.6	9 020	602	6.53	—	—	—	—	
	700×300×13×24	235.5	185	201 000	5 760	29.3	10 800	722	6.78	—	—	—	—	

注：“#”表示的规格为非常用规格。

附表 7-3　普通槽钢

符号　同普通工字型钢，但 W_y 为对应于翼缘肢尖的截面模量



长度：型号 5～8，长 5～12 m；
型号 10～18，长 5～19 m；
型号 20～40，长 6～19 m。

型号	尺寸					截面积	质量	$x-x$ 轴			$y-y$ 轴			y_1-y_1 轴	z_0
	h	b	t_w	t	R	A	q	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	I_{y1}	
	mm					cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm
5	50	37	4.5	7.0	7.0	6.92	5.44	26	10.4	1.94	8.3	3.5	1.10	20.9	1.35
6.3	63	40	4.8	7.5	7.5	8.45	6.63	51	16.3	2.46	11.9	4.6	1.19	28.3	1.39
8	80	43	5.0	8.0	8.0	10.24	8.04	101	25.3	3.14	16.6	5.8	1.27	37.4	1.42
10	100	48	5.3	8.5	8.5	12.74	10.00	198	39.7	3.94	25.6	7.8	1.42	54.9	1.52
12.6	126	53	5.5	9.0	9.0	15.69	12.31	389	61.7	4.98	38.0	10.3	1.56	77.8	1.59
14 a	140	58	6.0	9.5	9.5	18.51	14.53	564	80.5	5.52	53.2	13.0	1.70	107.2	1.71
14 b		60	8.0	9.5	9.5	21.31	16.73	609	87.1	5.35	61.2	14.1	1.69	120.6	1.67
16 a	160	63	6.5	10.0	10.0	21.95	17.23	866	108.3	6.28	73.4	16.3	1.83	144.1	1.79
16 b		65	8.5	10.0	10.0	25.15	19.75	935	116.8	6.10	83.4	17.6	1.82	160.8	1.75
18 a	180	68	7.0	10.5	10.5	25.69	20.17	1 273	141.4	7.04	98.6	20.0	1.96	189.7	1.88
18 b		70	9.0	10.5	10.5	29.29	22.99	1 370	152.2	6.84	111.0	21.5	1.95	210.1	1.84
20 a	200	73	7.0	11.0	11.0	28.83	22.63	1 780	178.0	7.86	128.0	24.2	2.11	244.0	2.01
20 b		75	9.0	11.0	11.0	32.83	25.77	1 914	191.4	7.64	143.6	25.9	2.09	268.4	1.95
22 a	220	77	7.0	11.5	11.5	31.84	24.99	2 394	217.6	8.67	157.8	28.2	2.23	298.2	2.10
22 b		79	9.0	11.5	11.5	36.24	28.45	2 571	233.8	8.42	176.5	30.1	2.21	326.3	2.03
a		78	7.0	12.0	12.0	34.91	27.40	3 359	268.7	9.81	175.9	30.7	2.24	324.8	2.07
25 b	250	80	9.0	12.0	12.0	39.91	31.33	3 619	289.6	9.52	196.4	32.7	2.22	355.1	1.99
c		82	11.0	12.0	12.0	44.91	35.25	3 880	310.4	9.30	215.9	34.6	2.19	388.6	1.96
a		82	7.5	12.5	12.5	40.02	31.42	4 753	339.5	10.90	217.9	35.7	2.33	393.3	2.09
28 b	280	84	9.5	12.5	12.5	45.62	35.81	5 118	365.6	10.59	241.5	37.9	2.30	428.5	2.02
c		86	11.5	12.5	12.5	51.22	40.21	5 484	391.7	10.35	264.1	40.0	2.27	467.3	1.99
a		88	8.0	14.0	14.0	48.50	38.07	7 511	469.4	12.44	304.7	46.4	2.51	547.5	2.24
32 b	320	90	10.0	14.0	14.0	54.90	43.10	8 057	503.5	12.11	335.6	49.1	2.47	592.9	2.16
c		92	12.0	14.0	14.0	61.30	48.12	8 603	537.7	11.85	365.0	51.6	2.44	642.7	2.13
a		96	9.0	16.0	16.0	60.89	47.80	11 874	659.7	13.96	455.0	63.6	2.73	818.5	2.44
36 b	360	98	11.0	16.0	16.0	68.09	53.45	12 652	702.9	13.63	496.7	66.9	2.70	880.5	2.37
c		100	13.0	16.0	16.0	75.29	59.10	13 429	746.1	13.36	536.6	70.0	2.67	948.0	2.34
a		100	10.5	18.0	18.0	75.04	58.91	17 578	878.9	15.30	592.0	78.8	2.81	1 057.9	2.49
40 b	400	102	12.5	18.0	18.0	83.04	65.19	18 644	932.2	14.98	640.6	82.6	2.78	1 135.8	2.44
c		104	14.5	18.0	18.0	91.04	71.47	19 711	985.6	14.71	687.8	86.2	2.75	1 220.3	2.42

附表 7-4　等边角钢

角钢型号	单角钢										双角钢				
	圆角	重心矩	截面积	质量	惯性矩	截面模量		回转半径			i_y，当 a 为下列数值				
	R	z_0	A	q	I_x	W_x^{max}	W_x^{min}	i_x	i_{x0}	i_{y0}	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm	14 mm
	mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3		cm			cm				
∟20×3	3.5	6.0	1.13	0.89	0.40	0.66	0.29	0.59	0.75	0.39	1.08	1.17	1.25	1.34	1.43
∟20×4		6.4	1.46	1.15	0.50	0.78	0.36	0.58	0.73	0.38	1.11	1.19	1.28	1.37	1.46
∟25×3	3.5	7.3	1.43	1.12	0.82	1.12	0.46	0.76	0.95	0.49	1.27	1.36	1.44	1.53	1.61
∟25×4		7.6	1.86	1.46	1.03	1.34	0.59	0.74	0.93	0.48	1.30	1.38	1.47	1.55	1.64
∟30×3	4.5	8.5	1.75	1.37	1.46	1.72	0.68	0.91	1.15	0.59	1.47	1.55	1.63	1.71	1.80
∟30×4		8.9	2.28	1.79	1.84	2.08	0.87	0.90	1.13	0.58	1.49	1.57	1.65	1.74	1.82
3	4.5	10.0	2.11	1.66	2.58	2.59	0.99	1.11	1.39	0.71	1.70	1.78	1.86	1.94	2.03
∟36×4		10.4	2.76	2.16	3.29	3.18	1.28	1.09	1.38	0.70	1.73	1.80	1.89	1.97	2.05
5		10.7	3.38	2.65	3.95	3.68	1.56	1.08	1.36	0.70	1.75	1.83	1.91	1.99	2.08
3	5	10.9	2.36	1.85	3.59	3.28	1.23	1.23	1.55	0.79	1.86	1.94	2.01	2.09	2.18
∟40×4		11.3	3.09	2.42	4.60	4.05	1.60	1.22	1.54	0.79	1.88	1.96	2.04	2.12	2.20
5		11.7	3.79	2.98	5.53	4.72	1.96	1.21	1.52	0.78	1.90	1.98	2.06	2.14	2.23
3	5	12.2	2.66	2.09	5.17	4.25	1.58	1.39	1.76	0.90	2.06	2.14	2.21	2.29	2.37
4		12.6	3.49	2.74	6.65	5.29	2.05	1.38	1.74	0.89	2.08	2.16	2.24	2.32	2.40
∟45× 5		13.0	4.29	3.37	8.04	6.20	2.51	1.37	1.72	0.88	2.10	2.18	2.26	2.34	2.42
6		13.3	5.08	3.99	9.33	6.99	2.95	1.36	1.71	0.88	2.12	2.20	2.28	2.36	2.44
3	5.5	13.4	2.97	2.33	7.18	5.36	1.96	1.55	1.96	1.00	2.26	2.33	2.41	2.48	2.56
4		13.8	3.90	3.06	9.26	6.70	2.56	1.54	1.94	0.99	2.28	2.36	2.43	2.51	2.59
∟50 5		14.2	4.80	3.77	11.21	7.90	3.13	1.53	1.92	0.98	2.30	2.38	2.45	2.53	2.61
6		14.6	5.69	4.46	13.05	8.95	3.68	1.51	1.91	0.98	2.32	2.40	2.48	2.56	2.64
3	6	14.8	3.34	2.62	10.19	6.86	2.48	1.75	2.20	1.13	2.50	2.57	2.64	2.72	2.80
4		15.3	4.39	3.45	13.18	8.63	3.24	1.73	2.18	1.11	2.52	2.59	2.67	2.74	2.82
∟56× 5		15.7	5.42	4.25	16.02	10.22	3.97	1.72	2.17	1.10	2.54	2.61	2.69	2.77	2.85
8		16.8	8.37	6.57	23.63	14.06	6.03	1.68	2.11	1.09	2.60	2.67	2.75	2.83	2.91
4	7	17.0	4.98	3.91	19.03	11.22	4.13	1.96	2.46	1.26	2.79	2.87	2.94	3.02	3.09
5		17.4	6.14	4.82	23.17	13.33	5.08	1.94	2.45	1.25	2.82	2.89	2.96	3.04	3.12
∟63×6		17.8	7.29	5.72	27.12	15.26	6.00	1.93	2.43	1.24	2.83	2.91	2.98	3.06	3.14
8		18.5	9.51	7.47	34.45	18.59	7.75	1.90	2.39	1.23	2.87	2.95	3.03	3.10	3.18
10		19.3	11.66	9.15	41.09	21.34	9.39	1.88	2.36	1.22	2.91	2.99	3.07	3.15	3.23

（续）

角钢型号	单角钢										双角钢				
	圆角	重心矩	截面积	质量	惯性矩	截面模量		回转半径			i_y，当 a 为下列数值				
	R	z_0	A	q	I_x	W_x^{max}	W_x^{min}	i_x	i_{x0}	i_{y0}	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm	14 mm
	mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3		cm			cm				
4		18.6	5.57	4.37	26.39	14.16	5.14	2.18	2.74	1.40	3.07	3.14	3.21	3.29	3.36
5		19.1	6.88	5.40	32.21	16.89	6.32	2.16	2.73	1.39	3.09	3.16	3.24	3.31	3.39
∟70×6	8	19.5	8.16	6.41	37.77	19.39	7.48	2.15	2.71	1.38	3.11	3.18	3.26	3.33	3.41
7		19.9	9.42	7.40	43.09	21.68	8.59	2.14	2.69	1.38	3.13	3.20	3.28	3.36	3.43
8		20.3	10.67	8.37	48.17	23.79	9.68	2.13	2.68	1.37	3.15	3.22	3.30	3.38	3.46
5		20.3	7.41	5.82	39.96	19.73	7.30	2.32	2.92	1.50	3.29	3.36	3.43	3.50	3.58
6		20.7	8.80	6.91	46.91	22.69	8.63	2.31	2.91	1.49	3.31	3.38	3.45	3.53	3.60
∟75×7	9	21.1	10.16	7.98	53.57	25.42	9.93	2.30	2.89	1.48	3.33	3.40	3.47	3.55	3.63
8		21.5	11.50	9.03	59.96	27.93	11.20	2.28	2.87	1.47	3.35	3.42	3.50	3.57	3.65
10		22.2	14.13	11.09	71.98	32.40	13.64	2.26	2.84	1.46	3.38	3.46	3.54	3.61	3.69
5		21.5	7.91	6.21	48.79	22.70	8.34	2.48	3.13	1.60	3.49	3.56	3.63	3.71	3.78
6		21.9	9.40	7.38	57.35	26.16	9.87	2.47	3.11	1.59	3.51	3.58	3.65	3.73	3.80
∟80×7	9	22.3	10.86	8.53	65.58	29.38	11.37	2.46	3.10	1.58	3.53	3.60	3.67	3.75	3.83
8		22.7	12.30	9.66	73.50	32.36	12.83	2.44	3.08	1.57	3.55	3.62	3.70	3.77	3.85
10		23.5	15.13	11.87	88.43	37.68	15.64	2.42	3.04	1.56	3.58	3.66	3.74	3.81	3.89
6		24.4	10.64	8.35	82.77	33.99	12.61	2.79	3.51	1.80	3.91	3.98	4.05	4.12	4.20
7		24.8	12.30	9.66	94.83	38.28	14.54	2.78	3.50	1.78	3.93	4.00	4.07	4.14	4.22
∟90×8	10	25.2	13.94	10.95	106.5	42.30	16.42	2.76	3.48	1.78	3.95	4.02	4.09	4.17	4.24
10		25.9	17.17	13.48	128.6	49.57	20.07	2.74	3.45	1.76	3.98	4.06	4.13	4.21	4.28
12		26.7	20.31	15.94	149.2	55.93	23.57	2.71	3.41	1.75	4.02	4.09	4.17	4.25	4.32
6		26.7	11.93	9.37	115.0	43.04	15.68	3.10	3.91	2.00	4.30	4.37	4.44	4.51	4.58
7		27.1	13.80	10.83	131.9	48.57	18.10	3.09	3.89	1.99	4.32	4.39	4.46	4.53	4.61
8		27.6	15.64	12.28	148.2	53.78	20.47	3.08	3.88	1.98	4.34	4.41	4.48	4.55	4.63
∟100×10	12	28.4	19.26	15.12	179.5	63.29	25.06	3.05	3.84	1.96	4.38	4.45	4.52	4.60	4.67
12		29.1	22.80	17.90	208.9	71.72	29.47	3.03	3.81	1.95	4.41	4.49	4.56	4.64	4.71
14		29.9	26.26	20.61	236.5	79.19	33.73	3.00	3.77	1.94	4.45	4.53	4.60	4.68	4.75
16		30.6	29.63	23.26	262.5	85.81	37.82	2.98	3.74	1.93	4.49	4.56	4.64	4.72	4.80
7		29.6	15.20	11.93	177.2	59.78	22.05	3.41	4.30	2.20	4.72	4.79	4.86	4.94	5.01
8		30.1	17.24	13.53	199.5	66.36	24.95	3.40	4.28	2.19	4.74	4.81	4.88	4.96	5.03
∟110×10	12	30.9	21.26	16.69	242.2	78.48	30.60	3.38	4.25	2.17	4.78	4.85	4.92	5.00	5.07
12		31.6	25.20	19.78	282.6	89.34	36.05	3.35	4.22	2.15	4.82	4.89	4.96	5.04	5.11
14		32.4	29.06	22.81	320.7	99.07	41.31	3.32	4.18	2.14	4.85	4.93	5.00	5.08	5.15

（续）

角钢型号	单角钢										双角钢				
	圆角	重心矩	截面积	质量	惯性矩	截面模量		回转半径			i_y，当 a 为下列数值				
	R	z_0	A	q	I_x	W_x^{max}	W_x^{min}	i_x	i_{x0}	i_{y0}	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm	14 mm
	mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3		cm			cm				
∟125×8	14	33.7	19.75	15.50	297.0	88.20	32.52	3.88	4.88	2.50	5.34	5.41	5.48	5.55	5.62
∟125×10	14	34.5	24.37	19.13	361.7	104.8	39.97	3.85	4.85	2.48	5.38	5.45	5.52	5.59	5.66
∟125×12	14	35.3	28.91	22.70	423.2	119.9	47.17	3.83	4.82	2.46	5.41	5.48	5.56	5.63	5.70
∟125×14	14	36.1	33.37	26.19	481.7	133.6	54.16	3.80	4.78	2.45	5.45	5.52	5.59	5.67	5.74
∟140×10	14	38.2	27.37	21.49	514.7	134.6	50.58	4.34	5.46	2.78	5.98	6.05	6.12	6.20	6.27
∟140×12	14	39.0	32.51	25.52	603.7	154.6	59.80	4.31	5.43	2.77	6.02	6.09	6.16	6.23	6.31
∟140×14	14	39.8	37.57	29.49	688.8	173.0	68.75	4.28	5.40	2.75	6.06	6.13	6.20	6.27	6.34
∟140×16	14	40.6	42.54	33.39	770.2	189.9	77.46	4.26	5.36	2.74	6.09	6.16	6.23	6.31	6.38
∟160×10	16	43.1	31.50	24.73	779.5	180.8	66.70	4.97	6.27	3.20	6.78	6.85	6.92	6.99	7.06
∟160×12	16	43.9	37.44	29.39	916.6	208.6	78.98	4.95	6.24	3.18	6.82	6.89	6.96	7.03	7.10
∟160×14	16	44.7	43.30	33.99	1 048	234.4	90.95	4.92	6.20	3.16	6.86	6.93	7.00	7.07	7.14
∟160×16	16	45.5	49.07	38.52	1 175	258.3	102.6	4.89	6.17	3.14	6.89	6.96	7.03	7.10	7.18
∟180×12	16	48.9	42.24	33.16	1 321	270.0	100.8	5.59	7.05	3.58	7.63	7.70	7.77	7.84	7.91
∟180×14	16	49.7	48.90	38.38	1 514	304.6	116.3	5.57	7.02	3.57	7.67	7.74	7.81	7.88	7.95
∟180×16	16	50.5	55.47	43.54	1 701	336.9	131.4	5.54	6.98	3.55	7.70	7.77	7.84	7.91	7.98
∟180×18	16	51.3	61.95	48.63	1 881	367.1	146.1	5.51	6.94	3.53	7.73	7.80	7.87	7.95	8.02
∟200×14	18	54.6	54.64	42.89	2 104	385.1	144.7	6.20	7.82	3.98	8.47	8.54	8.61	8.67	8.75
∟200×16	18	55.4	62.01	48.68	2 366	427.0	163.7	6.18	7.79	3.96	8.50	8.57	8.64	8.71	8.78
∟200×18	18	56.2	69.30	54.40	2 621	466.5	182.2	6.15	7.75	3.94	8.53	8.60	8.67	8.75	8.82
∟200×20	18	56.9	76.50	60.06	2 867	503.6	200.4	6.12	7.72	3.93	8.57	8.64	8.71	8.78	8.85
∟200×24	18	58.4	90.66	71.17	3 338	571.5	235.8	6.07	7.64	3.90	8.63	8.71	8.78	8.85	8.92

附表 7-5　不等边角钢

角钢型号 $B\times b\times t$	单角钢									双角钢							
	圆角	重心矩		截面积	质量	回转半径			i_{y1}，当 a 为下列数值				i_{y2}，当 a 为下列数值				
	R	z_x	z_y	A	q	i_x	i_y	i_{y0}	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm	
	mm			cm^2	kg/m	cm			cm				cm				
∟25×16×3	3.5	4.2	8.6	1.16	0.91	0.44	0.78	0.34	0.84	0.93	1.02	1.11	1.40	1.48	1.57	1.66	
∟25×16×4	3.5	4.6	9.0	1.50	1.18	0.43	0.77	0.34	0.87	0.96	1.05	1.14	1.42	1.51	1.60	1.68	
∟32×20×3	3.5	4.9	10.8	1.49	1.17	0.55	1.01	0.43	0.97	1.05	1.14	1.23	1.71	1.79	1.88	1.96	
∟32×20×4	3.5	5.3	11.2	1.94	1.52	0.54	1.00	0.43	0.99	1.08	1.16	1.25	1.74	1.82	1.90	1.99	

（续）

角钢型号 $B\times b\times t$	单角钢								双角钢							
	圆角	重心矩		截面积	质量	回转半径			i_{y1}，当 a 为下列数值				i_{y2}，当 a 为下列数值			
	R	z_x	z_y	A	q	i_x	i_y	i_{y0}	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm
	mm			cm^2	kg/m	cm			cm				cm			
∟40×25×3	4	5.9	13.2	1.89	1.48	0.70	1.28	0.54	1.13	1.21	1.30	1.38	2.07	2.14	2.23	2.31
∟40×25×4		6.3	13.7	2.47	1.94	0.69	1.26	0.54	1.16	1.24	1.32	1.41	2.09	2.17	2.25	2.34
∟45×28×3	5	6.4	14.7	2.15	1.69	0.79	1.44	0.61	1.23	1.31	1.39	1.47	2.28	2.36	2.44	2.52
∟45×28×4		6.8	15.1	2.81	2.20	0.78	1.43	0.60	1.25	1.33	1.41	1.50	2.31	2.39	2.47	2.55
∟50×32×3	5.5	7.3	16.0	2.43	1.91	0.91	1.60	0.70	1.38	1.45	1.53	1.61	2.49	2.56	2.64	2.75
∟50×32×4		7.7	16.5	3.18	2.49	0.90	1.59	0.69	1.40	1.47	1.55	1.64	2.51	2.59	2.67	2.75
∟56×36×3	6	8.0	17.8	2.74	2.15	1.03	1.80	0.79	1.51	1.59	1.66	1.74	2.75	2.82	2.90	2.98
∟56×36×4		8.5	18.2	3,59	2.82	1.02	1.79	0.78	1.53	1.61	1.69	1.77	2.77	2.85	2.93	3.01
∟56×36×5		8.8	18.7	4.42	3.47	1.01	1.77	0.78	1.56	1.63	1.71	1.79	2.80	2.88	2.96	3.04
∟63×40×4	7	9.2	20.4	4.06	3.19	1.14	2.02	0.88	1.66	1.74	1.81	1.89	3.09	3.16	3.24	3.32
∟63×40×5		9.5	20.8	4.99	3.92	1.12	2.00	0.87	1.68	1.76	1.84	1.92	3.11	3.19	3.27	3.35
∟63×40×6		9.9	21.2	5.91	4.64	1.11	1.99	0.86	1.71	1.78	1.86	1.94	3.13	3.21	3.29	3.37
∟63×40×7		10.3	21.6	6.80	5.34	1.10	1.97	0.86	1.73	1.81	1.89	1.97	3.16	3.24	3.32	3.40
∟70×45×4	7.5	10.2	22.3	4.55	3.57	1.29	2.25	0.99	1.84	1.91	1.99	2.07	3.39	3.46	3.54	3.62
∟70×45×5		10.6	22.8	5.61	4.40	1.28	2.23	0.98	1.86	1.94	2.01	2.09	3.41	3.49	3.57	3.64
∟70×45×6		11.0	23.2	6.64	5.22	1.26	2.22	0.97	1.88	1.96	2.04	2.11	3.44	3.51	3.59	3.67
∟70×45×7		11.3	23.6	7.66	6.01	1.25	2.20	0.97	1.90	1.98	2.06	2.14	3.46	3.54	3.61	3.69
∟75×50×5	8	11.7	24.0	6.13	4.81	1.43	2.39	1.09	2.06	2.13	2.20	2.28	3.60	3.68	3.76	3.83
∟75×50×6		12.1	24.4	7.26	5.70	1.42	2.38	1.08	2.08	2.15	2.23	2.30	3.63	3.70	3.78	3.86
∟75×50×8		12.9	25.2	9.47	7.43	1.40	2.35	1.07	2.12	2.19	2.27	2.35	3.67	3.75	3.83	3.91
∟75×50×10		13.6	26.0	11.6	9.10	1.38	2.33	1.06	2.16	2.24	2.31	2.40	3.71	3.79	3.87	3.95
∟80×50×5	8	11.4	26.0	6.38	5.00	1.42	2.57	1.10	2.02	2.09	2.17	2.24	3.88	3.95	4.03	4.10
∟80×50×6		11.8	26.5	7.56	5.93	1.41	2.55	1.09	2.04	2.11	2.19	2.27	3.90	3.98	4.05	4.13
∟80×50×7		12.1	26.9	8.72	6.85	1.39	2.54	1.08	2.06	2.13	2.21	2.29	3.92	4.00	4.08	4.16
∟80×50×8		12.5	27.3	9.87	7.75	1.38	2.52	1.07	2.08	2.15	2.23	2.31	3.94	4.02	4.10	4.18
∟90×56×5	9	12.5	29.1	7.21	5.66	1.59	2.90	1.23	2.22	2.29	2.36	2.44	4.32	4.39	4.47	4.55
∟90×56×6		12.9	29.5	8.56	6.72	1.58	2.88	1.22	2.24	2.31	2.39	2.46	4.34	4.42	4.50	4.57
∟90×56×7		13.3	30.0	9.88	7.76	1.57	2.87	1.22	2.26	2.33	2.41	2.49	4.37	4.44	4.52	4.60
∟90×56×8		13.6	30.4	11.2	8.78	1.56	2.85	1.21	2.28	2.35	2.43	2.51	4.39	4.47	4.54	4.62

（续）

角钢型号 $B\times b\times t$	单角钢								双角钢							
	圆角	重心矩		截面积	质量	回转半径			i_{y1}，当 a 为下列数值				i_{y2}，当 a 为下列数值			
	R	z_x	z_y	A	q	i_x	i_y	i_{y0}	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm	6 mm	8 mm	10 mm	12 mm
	mm			cm^2	kg/m	cm			cm				cm			
∟100×63×6	10	14.3	32.4	9.62	7.55	1.79	3.21	1.38	2.49	2.56	2.63	2.71	4.77	4.85	4.92	5.00
∟100×63×7		14.7	32.8	11.1	8.72	1.78	3.20	1.37	2.51	2.58	2.65	2.73	4.80	4.87	4.95	5.03
∟100×63×8		15.0	33.2	12.6	9.88	1.77	3.18	1.37	2.53	2.60	2.67	2.75	4.82	4.90	4.97	5.05
∟100×63×10		15.8	34.0	15.5	12.1	1.75	3.15	1.35	2.57	2.64	2.72	2.79	4.86	4.94	5.02	5.10
∟100×80×6		19.7	29.5	10.6	8.35	2.40	3.17	1.73	3.31	3.38	3.45	3.52	4.54	4.62	4.69	4.76
∟100×80×7		20.1	30.0	12.3	9.66	2.39	3.16	1.71	3.32	3.39	3.47	3.54	4.57	4.64	4.71	4.79
∟100×80×8		20.5	30.4	13.9	10.9	2.37	3.15	1.71	3.34	3.41	3.49	3.56	4.59	4.66	4.73	4.81
∟100×80×10		21.3	31.2	17.2	13.5	2.35	3.12	1.69	3.38	3.45	3.53	3.60	4.63	4.70	4.78	4.85
∟110×70×6		15.7	35.3	10.6	8.35	2.01	3.54	1.54	2.74	2.81	2.88	2.96	5.21	5.29	5.36	5.44
∟110×70×7		16.1	35.7	12.3	9.66	2.00	3.53	1.53	2.76	2.83	2.90	2.98	5.24	5.31	5.39	5.46
∟110×70×8		16.5	36.2	13.9	10.9	1.98	3.51	1.53	2.78	2.85	2.92	3.00	5.26	5.34	5.41	5.49
∟110×70×10		17.2	37.0	17.2	13.5	1.96	3.48	1.51	2.82	2.89	2.96	3.04	5.30	5.38	5.46	5.53
∟125×80×7	11	18.0	40.1	14.1	11.1	2.30	4.02	1.76	3.13	3.18	3.25	3.33	5.90	5.97	6.04	6.12
∟125×80×8		18.4	40.6	16.0	12.6	2.29	4.01	1.75	3.13	3.20	3.27	3.35	5.92	5.99	6.07	6.14
∟125×80×10		19.2	41.4	19.7	15.5	2.26	3.98	1.74	3.17	3.24	3.31	3.39	5.96	6.04	6.11	6.19
∟125×80×12		20.0	42.2	23.4	18.3	2.24	3.95	1.72	3.20	3.28	3.35	3.43	6.00	6.08	6.16	6.23
∟140×90×8	12	20.4	45.0	18.0	14.2	2.59	4.50	1.98	3.49	3.56	3.63	3.70	6.58	6.65	6.73	6.80
∟140×90×10		21.2	45.8	22.3	17.5	2.56	4.47	1.96	3.52	3.59	3.66	3.73	6.62	6.70	6.77	6.85
∟140×90×12		21.9	46.6	26.4	20.7	2.54	4.44	1.95	3.56	3.63	3.70	3.77	6.66	6.74	6.81	6.89
∟140×90×14		22.7	47.4	30.5	23.9	2.51	4.42	1.94	3.59	3.66	3.74	3.81	6.70	6.78	6.86	6.93
∟160×100×10	13	22.8	52.4	25.3	19.9	2.85	5.14	2.19	3.84	3.91	3.98	4.05	7.55	7.63	7.70	7.78
∟160×100×12		23.6	53.2	30.1	23.6	2.82	5.11	2.18	3.87	3.94	4.01	4.09	7.60	7.67	7.75	7.82
∟160×100×14		24.3	54.0	34.7	27.2	2.80	5.08	2.16	3.91	3.98	4.05	4.12	7.64	7.71	7.79	7.86
∟160×100×16		25.1	54.8	39.3	30.8	2.77	5.05	2.15	3.94	4.02	4.09	4.16	7.68	7.75	7.83	7.90
∟180×110×10	14	24.4	58.9	28.4	22.3	3.13	5.81	2.42	4.16	4.23	4.30	4.36	8.49	8.56	8.63	8.71
∟180×110×12		25.2	59.8	33.7	26.5	3.10	5.78	2.40	4.19	4.26	4.33	4.40	8.53	8.60	8.68	8.75
∟180×110×14		25.9	60.6	39.0	30.6	3.08	5.75	2.39	4.23	4.30	4.37	4.44	8.57	8.64	8.72	8.79
∟180×110×16		26.7	61.4	44.1	34.6	3.05	5.72	2.37	4.26	4.33	4.40	4.47	8.61	8.68	8.76	8.84
∟200×125×12		28.3	65.4	37.9	29.8	3.57	6.44	2.75	4.75	4.82	4.88	4.95	9.39	9.47	9.54	9.62
∟200×125×14		29.1	66.2	43.9	34.4	3.54	6.41	2.73	4.78	4.85	4.92	4.99	9.43	9.51	9.58	9.66
∟200×125×16		29.9	67.0	49.7	39.0	3.52	6.38	2.71	4.81	4.88	4.95	5.02	9.47	9.55	9.62	9.70
∟200×125×18		30.6	67.8	55.5	43.6	3.49	6.35	2.70	4.85	4.92	4.99	5.06	9.51	9.59	9.66	9.74

注：一个角钢的惯性矩 $I_x = Ai_x^2$，$I_y = Ai_y^2$；一个角钢的截面模量 $W_x^{max} = I_x/z_x$，$W_x^{min} = I_x/(b - z_x)$；$W_y^{max} = I_y/z_y$，$W_y^{min} = I_y/(B - z_y)$。

附表 7-6　热轧无缝钢管

符号　I—截面惯性矩

W—截面模量

i—截面回转半径



尺寸		截面积	质量	截面特性			尺寸		截面积	质量	截面特性		
D	t	A	q	I	W	i	D	t	A	q	I	W	i
mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm
32	2.5	2.32	1.82	2.54	1.59	1.05	63.5	3.0	5.70	4.48	26.15	8.24	2.14
	3.0	2.73	2.15	2.90	1.82	1.03		3.5	6.60	5.18	29.79	9.38	2.12
	3.5	3.13	2.46	3.23	2.02	1.02		4.0	7.48	5.87	33.24	10.47	2.11
	4.0	3.52	2.76	3.52	2.20	1.00		4.5	8.34	6.55	36.50	11.50	2.09
38	2.5	2.79	2.19	4.41	2.32	1.26		5.0	9.19	7.21	39.60	12.47	2.08
	3.0	3.30	2.59	5.09	2.68	1.24		5.5	10.02	7.87	42.52	13.39	2.06
	3.5	3.79	2.98	5.70	3.00	1.23		6.0	10.84	8.51	45.28	14.26	2.04
	4.0	4.27	3.35	6.26	3.29	1.21	68	3.0	6.13	4.81	32.42	9.54	2.30
42	2.5	3.10	2.44	6.07	2.89	1.40		3.5	7.09	5.57	36.99	10.88	2.28
	3.0	3.68	2.89	7.03	3.35	1.38		4.0	8.04	6.31	41.34	12.16	2.27
	3.5	4.23	3.32	7.91	3.77	1.37		4.5	8.98	7.05	45.47	13.37	2.25
	4.0	4.78	3.75	8.71	4.15	1.35		5.0	9.90	7.77	49.41	14.53	2.23
45	2.5	3.34	2.62	7.56	3.36	1.51		5.5	10.80	8.48	53.14	15.63	2.22
	3.0	3.96	3.11	8.77	3.90	1.49		6.0	11.69	9.17	56.68	16.67	2.20
	3.5	4.56	3.58	9.89	4.40	1.47	70	3.0	6.31	4.96	35.50	10.14	2.37
	4.0	5.15	4.04	10.93	4.86	1.46		3.5	7.31	5.74	40.53	11.58	2.35
50	2.5	3.73	2.93	10.55	4.22	1.68		4.0	8.29	6.51	45.33	12.95	2.34
	3.0	4.43	3.48	12.28	4.91	1.67		4.5	9.26	7.27	49.89	14.26	2.32
	3.5	5.11	4.01	13.90	5.56	1.65		5.0	10.21	8.01	54.24	15.50	2.33
	4.0	5.78	4.54	15.41	6.16	1.63		5.5	11.14	8.75	58.38	16.68	2.29
	4.5	6.43	5.05	16.81	6.72	1.62		6.0	12.06	9.47	62.31	17.80	2.27
	5.0	7.07	5.55	18.11	7.25	1.60	73	3.0	6.60	5.18	40.48	11.09	2.48
54	3.0	4.81	3.77	15.68	5.81	1.81		3.5	7.64	6.00	46.26	12.67	2.46
	3.5	5.55	4.36	17.79	6.59	1.79		4.0	8.67	6.81	51.78	14.19	2.44
	4.0	6.28	4.93	19.76	7.32	1.77		4.5	9.68	7.60	57.04	15.63	2.43
	4.5	7.00	5.49	21.61	8.00	1.76		5.0	10.68	8.38	62.07	17.01	2.41
	5.0	7.70	6.04	23.34	8.64	1.74		5.5	11.66	9.16	66.87	18.32	2.39
	5.5	8.38	6.58	24.96	9.24	1.73		6.0	12.63	9.91	71.43	19.57	2.38
	6.0	9.05	7.10	26.46	9.80	1.71	76	3.0	6.88	5.40	45.91	12.08	2.58
57	3.0	5.09	4.00	18.61	6.53	1.91		3.5	7.97	6.26	52.50	13.82	2.57
	3.5	5.88	4.62	21.14	7.42	1.90		4.0	9.05	7.10	58.81	15.48	2.55
	4.0	6.66	5.23	23.52	8.25	1.88		4.5	10.11	7.93	64.85	17.07	2.53
	4.5	7.42	5.83	25.76	9.04	1.86		5.0	11.15	8.75	70.62	18.59	2.52
	5.0	8.17	6.41	27.86	9.78	1.85		5.5	12.18	9.56	76.14	20.04	2.50
	5.5	8.90	6.99	29.84	10.47	1.83		6.0	13.19	10.36	81.41	21.42	2.48
	6.0	9.61	7.55	31.69	11.12	1.82	83	3.5	8.74	6.86	69.19	16.67	2.81
60	3.0	5.37	4.22	21.88	7.29	2.02		4.0	9.93	7.79	77.64	18.71	2.80
	3.5	6.21	4.88	24.88	8.29	2.00		4.5	11.10	8.71	85.76	20.67	2.78
	4.0	7.04	5.52	27.73	9.24	1.98		5.0	12.25	9.62	93.56	22.54	2.76
	4.5	7.85	6.16	30.41	10.14	1.97		5.5	13.39	10.51	101.04	24.35	2.75
	5.0	8.64	6.78	32.94	10.98	1.95		6.0	14.51	11.39	108.22	26.08	2.73
	5.5	9.42	7.39	25.32	11.77	1.94		6.5	15.62	12.26	115.10	27.74	2.71
	6.0	10.18	7.99	37.56	12.52	1.92		7.0	16.71	13.12	121.69	29.32	2.70

（续）

尺寸		截面积	质量	截面特性		
D	t	A	q	I	W	i
mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm
89	3.5	9.40	7.38	86.05	19.34	3.03
	4.0	10.68	8.38	96.68	21.73	3.01
	4.5	11.95	9.38	106.92	24.03	2.99
	5.0	13.19	10.36	116.79	26.24	2.98
	5.5	14.43	11.33	126.29	28.38	2.96
	6.0	15.65	12.28	135.43	30.43	2.94
	6.5	16.85	13.22	144.22	32.41	2.93
	7.0	18.03	14.16	152.67	34.31	2.91
95	3.5	10.06	7.90	105.45	22.20	3.24
	4.0	11.44	8.98	118.60	24.97	3.22
	4.5	12.79	10.04	131.31	27.64	3.20
	5.0	14.14	11.10	143.58	30.23	3.19
	5.5	15.46	12.14	155.43	32.72	3.17
	6.0	16.78	13.17	166.86	35.13	3.15
	6.5	18.07	14.19	177.89	37.45	3.14
	7.0	19.35	15.19	188.51	39.69	3.12
102	3.5	10.83	8.50	131.52	25.79	3.48
	4.0	12.32	9.67	148.09	29.04	3.47
	4.5	13.78	10.82	164.14	32.18	3.45
	5.0	15.24	11.96	179.68	35.23	3.43
	5.5	16.67	13.09	194.72	38.18	3.42
	6.0	18.10	14.21	209.28	41.03	3.40
	6.5	19.50	15.31	223.35	43.79	3.38
	7.0	20.89	16.40	236.96	46.46	3.37
114	4.0	13.82	10.85	209.35	36.73	3.89
	4.5	15.48	12.15	232.41	40.77	3.87
	5.0	17.12	13.44	254.81	44.70	3.86
	5.5	18.75	14.72	276.58	48.52	3.84
	6.0	20.36	15.98	297.73	52.23	3.82
	6.5	21.95	17.23	318.26	55.84	3.81
	7.0	23.53	18.47	338.19	59.33	3.79
	7.5	25.09	19.70	357.58	62.73	3.77
	8.0	26.64	20.91	376.30	66.02	3.76
121	4.0	14.70	11.54	251.87	41.63	4.14
	4.5	16.47	12.93	279.83	46.25	4.12
	5.0	18.22	14.30	307.05	50.75	4.11
	5.5	19.96	15.67	333.54	55.13	4.09
	6.0	21.68	17.02	359.32	59.39	4.07
	6.5	23.38	18.35	384.40	63.54	4.05
	7.0	25.07	19.68	408.80	67.57	4.04
	7.5	26.74	20.99	432.51	71.49	4.02
	8.0	28.40	22.29	455.57	75.30	4.01
127	4.0	15.46	12.13	292.61	46.08	4.35
	4.5	17.32	13.59	325.29	51.23	4.33
	5.0	19.16	15.04	357.14	56.24	4.32
	5.5	20.99	16.48	388.19	61.13	4.30
	6.0	22.81	17.90	418.44	65.90	4.28
	6.5	24.61	19.32	447.92	70.54	4.27
	7.0	26.39	20.72	476.63	75.06	4.25
	7.5	28.16	22.10	504.58	79.46	4.23
	8.0	29.91	23.48	531.80	83.75	4.22

尺寸		截面积	质量	截面特性		
D	t	A	q	I	W	i
mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm
133	4.0	16.21	12.73	337.53	50.76	4.56
	4.5	18.17	14.26	375.42	56.45	4.55
	5.0	20.11	15.78	412.40	62.02	4.53
	5.5	22.03	17.29	448.50	67.44	4.51
	6.0	23.94	18.79	483.72	72.74	4.50
	6.5	25.83	20.28	518.07	77.91	4.48
	7.0	27.71	21.75	551.58	82.94	4.46
	7.5	29.57	23.21	584.25	87.86	4.45
	8.0	31.42	24.66	616.11	92.65	4.43
140	4.5	19.16	15.04	440.12	62.87	4.79
	5.0	21.21	16.65	483.76	69.11	4.78
	5.5	23.24	18.24	526.40	75.20	4.76
	6.0	25.26	19.83	568.06	81.15	4.74
	6.5	27.26	21.40	608.76	86.97	4.73
	7.0	29.25	22.96	648.51	92.64	4.71
	7.5	31.22	24.51	687.32	98.19	4.69
	8.0	33.18	26.04	725.21	103.60	4.68
	9.0	37.04	29.08	798.29	114.04	4.64
	10	40.84	32.06	867.86	123.98	4.61
146	4.5	20.00	15.70	501.16	68.65	5.01
	5.0	22.15	17.39	551.10	75.49	4.99
	5.5	24.28	19.06	599.95	82.19	4.97
	6.0	26.39	20.72	647.73	88.73	4.95
	6.5	28.49	22.36	694.44	95.13	4.94
	7.0	30.57	24.00	740.12	101.39	4.92
	7.5	32.63	25.62	784.77	107.50	4.90
	8.0	34.68	27.23	828.41	113.48	4.89
	9.0	38.74	30.41	912.71	125.03	4.85
	10	42.73	33.54	993.16	136.05	4.82
152	4.5	20.85	16.37	567.61	74.69	5.22
	5.0	23.09	18.13	624.43	82.16	5.20
	5.5	25.31	19.87	680.06	89.48	5.18
	6.0	27.52	21.60	734.52	96.65	5.17
	6.5	29.71	23.32	787.82	103.66	5.15
	7.0	31.89	25.03	839.99	110.52	5.13
	7.5	34.05	26.73	891.03	117.24	5.12
	8.0	36.19	28.41	940.97	123.81	5.10
	9.0	40.43	31.74	1 037.59	136.53	5.07
	10	44.61	35.02	1 129.99	148.68	5.03
159	4.5	21.84	17.15	652.27	82.05	5.46
	5.0	24.19	18.99	717.88	90.33	5.45
	5.5	26.52	20.82	782.18	98.39	5.43
	6.0	28.84	22.64	845.19	106.31	5.41
	6.5	31.14	24.45	906.92	114.08	5.40
	7.0	33.43	26.24	967.41	121.69	5.38
	7.5	35.70	28.02	1 026.65	129.14	5.36
	8.0	37.95	29.79	1 084.67	136.44	5.35
	9.0	42.41	33.29	1 197.12	150.58	5.31
	10	46.81	36.75	1 304.88	164.14	5.28

（续）

尺寸		截面积	质量	截面特性			尺寸		截面积	质量	截面特性		
D	t	A	q	I	W	i	D	t	A	q	I	W	i
mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm
168	4.5	23.11	18.14	772.96	92.02	5.78	219	9.0	59.38	46.61	3 279.12	299.46	7.43
	5.0	25.60	20.10	851.14	101.33	5.77		10	65.66	51.54	3 593.29	328.15	7.40
	5.5	28.08	22.04	927.85	110.46	5.75		12	78.04	61.26	4 193.81	383.00	7.33
	6.0	30.54	23.97	1 003.12	119.42	5.73		14	90.16	70.78	4 758.50	434.57	7.26
	6.5	32.98	25.89	1 076.95	128.21	5.71		16	102.04	80.10	5 288.81	483.00	7.20
	7.0	35.41	27.79	1 149.36	136.83	5.70	245	6.5	48.70	38.23	3 465.46	282.89	8.44
	7.5	37.82	29.69	1 220.38	145.28	5.68		7.0	52.34	41.08	3 709.06	302.78	8.42
	8.0	40.21	31.57	1 290.01	153.57	5.66		7.5	55.96	43.93	3 949.52	322.41	8.40
	9.0	44.96	35.29	1 425.22	169.67	5.63		8.0	59.56	46.76	4 186.87	341.79	8.38
	10	49.64	38.97	1 555.13	185.13	5.60		9.0	66.73	52.38	4 652.32	379.78	8.35
180	5.0	27.49	21.58	1 053.17	117.02	6.19		10	73.83	57.95	5 105.63	416.79	8.32
	5.5	30.15	23.67	1 148.79	127.64	6.17		12	87.84	68.95	5 976.67	487.89	8.25
	6.0	32.80	25.75	1 242.72	138.08	6.16		14	101.60	79.76	6 801.68	555.24	8.18
	6.5	35.43	27.81	1 335.00	148.33	6.14		16	115.11	90.36	7 582.30	618.96	8.12
	7.0	38.04	29.87	1 425.63	158.40	6.12	273	6.5	54.42	42.72	4 834.18	354.15	9.42
	7.5	40.64	31.91	1 514.64	168.29	6.10		7.0	58.50	45.92	5 177.30	379.29	9.41
	8.0	43.23	33.93	1 602.04	178.00	6.09		7.5	62.56	49.11	5 516.47	404.14	9.39
	9.0	48.35	37.95	1 772.12	196.90	6.05		8.0	66.60	52.28	5 851.71	428.70	9.37
	10	53.41	41.92	1 936.01	215.11	6.02		9.0	74.64	58.60	6 510.56	476.96	9.34
	12	63.33	49.72	2 245.84	249.54	5.95		10	82.62	64.86	7 154.09	524.11	9.31
194	5.0	29.69	23.31	1 326.54	136.76	6.68		12	98.39	77.24	8 396.14	615.10	9.24
	5.5	32.57	25.57	1 447.86	149.26	6.67		14	113.91	89.42	9 579.75	701.81	9.17
	6.0	35.44	27.82	1 567.21	161.57	6.65		16	129.18	101.41	10 706.79	784.38	9.10
	6.5	38.29	30.06	1 684.61	173.67	6.63	299	7.5	68.68	53.92	7 300.02	488.30	10.31
	7.0	41.12	32.28	1 800.08	185.57	6.62		8.0	73.14	57.41	7 747.42	518.22	10.29
	7.5	43.94	34.50	1 913.64	197.28	6.60		9.0	82.00	64.37	8 628.09	577.13	10.26
	8.0	46.75	36.70	2 025.31	208.79	6.58		10	90.79	71.27	9 490.15	634.79	10.22
	9.0	52.31	41.06	2 243.08	231.25	6.55		12	108.20	84.93	11 159.52	746.46	10.16
	10	57.81	45.38	2 453.55	252.94	6.51		14	125.35	98.40	12 757.61	853.35	10.09
	12	68.61	53.86	2 853.25	294.15	6.45		16	142.25	111.67	14 286.48	955.62	10.02
203	6.0	37.13	29.15	1 803.07	177.64	6.97	325	7.5	74.81	58.73	9 431.80	580.42	11.23
	6.5	40.13	31.50	1 938.81	191.02	6.95		8.0	79.67	62.54	10 013.92	616.24	11.21
	7.0	43.10	33.84	2 072.43	204.18	6.93		9.0	89.35	70.14	11 161.33	686.85	11.18
	7.5	46.06	36.16	2 203.94	217.14	6.92		10	98.96	77.68	12 286.52	756.09	11.14
	8.0	49.01	38.47	2 333.37	229.89	6.90		12	118.00	92.63	14 471.45	890.55	11.07
	9.0	54.85	43.06	2 586.08	254.79	6.87		14	136.78	107.38	16 570.98	1 019.75	11.01
	10	60.63	47.60	2 830.72	278.89	6.83		16	155.32	121.93	18 587.38	1 143.84	10.94
	12	72.01	56.52	3 296.49	324.78	6.77	351	8.0	86.21	67.67	12 684.36	722.76	12.13
	14	83.13	65.25	3 732.07	367.69	6.70		9.0	96.70	75.91	14 147.55	806.13	12.10
	16	94.00	73.79	4 138.78	407.76	6.64		10	107.13	84.10	15 584.62	888.01	12.06
219	6.0	40.15	31.52	2 278.74	208.10	7.53		12	127.80	100.32	18 381.63	1 047.39	11.99
	6.5	43.39	34.06	2 451.64	223.89	7.52		14	148.22	116.35	21 077.86	1 201.02	11.93
	7.0	46.63	36.60	2 622.04	239.46	7.50		16	168.39	132.19	23 675.75	1 349.05	11.86
	7.5	49.83	39.12	2 789.96	254.79	7.48							
	8.0	53.03	41.63	2 955.43	269.90	7.47							

附表 7-7 焊接钢管

符号 I—截面惯性矩

W—截面模量

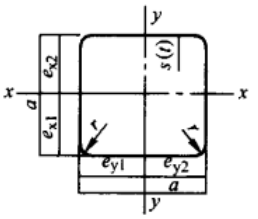
i—截面回转半径



尺寸		截面积	质量	截面特性		
D	t	A	q	I	W	i
mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm
32	2.0	1.88	1.48	2.13	1.33	1.06
	2.5	2.32	1.82	2.54	1.59	1.05
38	2.0	2.26	1.78	3.68	1.93	1.27
	2.5	2.79	2.19	4.41	2.32	1.26
40	2.0	2.39	1.87	4.32	2.16	1.35
	2.5	2.95	2.31	5.20	2.60	1.33
42	2.0	2.51	1.97	5.04	2.40	1.42
	2.5	3.10	2.44	6.07	2.89	1.40
45	2.0	2.70	2.12	6.26	2.78	1.52
	2.5	3.34	2.62	7.56	3.36	1.51
	3.0	3.96	3.11	8.77	3.90	1.49
51	2.0	3.08	2.42	9.26	3.63	1.73
	2.5	3.81	2.99	11.23	4.40	1.72
	3.0	4.52	3.55	13.08	5.13	1.70
	3.5	5.22	4.10	14.81	5.81	1.68
53	2.0	3.20	2.52	10.43	3.94	1.80
	2.5	3.97	3.11	12.67	4.78	1.79
	3.0	4.71	3.70	14.78	5.58	1.77
	3.5	5.44	4.27	16.75	6.32	1.75
57	2.0	3.46	2.71	13.08	4.59	1.95
	2.5	4.28	3.36	15.93	5.59	1.93
	3.0	5.09	4.00	18.61	6.53	1.91
	3.5	5.88	4.62	21.14	7.42	1.90
60	2.0	3.64	2.86	15.34	5.11	2.05
	2.5	4.52	3.55	18.70	6.23	2.03
	3.0	5.37	4.22	21.88	7.29	2.02
	3.5	6.21	4.88	24.88	8.29	2.00
63.5	2.0	3.86	3.03	18.29	5.76	2.18
	2.5	4.79	3.76	22.32	7.03	2.16
	3.0	5.70	4.48	26.15	8.24	2.14
	3.5	6.60	5.18	29.79	9.38	2.12
70	2.0	4.27	3.35	24.72	7.06	2.41
	2.5	5.30	4.16	30.23	8.64	2.39
	3.0	6.31	4.96	35.50	10.14	2.37
	3.5	7.31	5.74	40.53	11.58	2.35
	4.5	9.26	7.27	49.89	14.26	2.32
76	2.0	4.65	3.65	31.95	8.38	2.62
	2.5	5.77	4.53	39.03	10.27	2.60
	3.0	6.88	5.40	45.91	12.08	2.58
	3.5	7.97	6.26	52.50	13.82	2.57
	4.0	9.05	7.10	58.81	15.48	2.55
	4.5	10.11	7.93	64.85	17.07	2.53
83	2.0	5.09	4.00	41.76	10.06	2.86
	2.5	6.32	4.96	51.26	12.35	2.85
	3.0	7.54	5.92	60.40	14.56	2.83
	3.5	8.74	6.86	69.19	16.67	2.81
	4.0	9.93	7.79	77.64	18.71	2.80
	4.5	11.10	8.71	85.76	20.67	2.78

尺寸		截面积	质量	截面特性		
D	t	A	q	I	W	i
mm		cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm
89	2.0	5.47	4.29	51.75	11.63	3.08
	2.5	6.79	5.33	63.59	14.29	3.06
	3.0	8.11	6.36	75.02	16.86	3.04
	3.5	9.40	7.38	86.05	19.34	3.03
	4.0	10.68	8.38	96.68	21.73	3.01
	4.5	11.95	9.38	106.92	24.03	2.99
95	2.0	5.84	4.59	63.20	13.31	3.29
	2.5	7.26	5.70	77.76	16.37	3.27
	3.0	8.67	6.81	91.83	19.33	3.25
	3.5	10.06	7.90	105.45	22.20	3.24
102	2.0	6.28	4.93	78.57	15.41	3.54
	2.5	7.81	6.13	96.77	18.97	3.52
	3.0	9.33	7.32	114.42	22.43	3.50
	3.5	10.83	8.50	131.52	25.79	3.48
	4.0	12.32	9.67	148.09	29.04	3.47
	4.5	13.78	10.82	164.14	32.18	3.45
	5.0	15.24	11.96	179.68	35.23	3.43
108	3.0	9.90	7.77	136.49	25.28	3.71
	3.5	11.49	9.02	157.02	29.08	3.70
	4.0	13.07	10.26	176.95	32.77	3.68
114	3.0	10.46	8.21	161.24	28.29	3.93
	3.5	12.15	9.54	185.63	32.57	3.91
	4.0	13.82	10.85	209.35	36.73	3.89
	4.5	15.48	12.15	232.41	40.77	3.87
	5.0	17.12	13.44	254.81	44.70	3.86
121	3.0	11.12	8.73	193.69	32.01	4.17
	3.5	12.92	10.14	223.17	36.89	4.16
	4.0	14.70	11.54	251.87	41.63	4.14
127	3.0	11.69	9.17	224.75	35.39	4.39
	3.5	13.58	10.66	259.11	40.80	4.37
	4.0	15.46	12.13	292.61	46.08	4.35
	4.5	17.32	13.59	325.29	51.23	4.33
	5.0	19.16	15.04	357.14	56.24	4.32
133	3.5	14.24	11.18	298.71	44.92	4.58
	4.0	16.21	12.73	337.53	50.76	4.56
	4.5	18.17	14.26	375.42	56.45	4.55
	5.0	20.11	15.78	412.40	62.02	4.53
140	3.5	15.01	11.78	349.79	49.97	4.83
	4.0	17.09	13.42	395.47	56.50	4.81
	4.5	19.16	15.04	440.12	62.87	4.79
	5.0	21.21	16.65	483.76	69.11	4.78
	5.5	23.24	18.24	526.40	75.20	4.76
152	3.5	16.33	12.82	450.35	59.26	5.25
	4.0	18.60	14.60	509.59	67.05	5.23
	4.5	20.85	16.37	567.61	74.69	5.22
	5.0	23.09	18.13	624.43	82.16	5.20
	5.5	25.31	19.87	680.06	89.48	5.18

附表 7-8　方形空心型钢



符号　I—惯性矩

W—截面模量

i—回转半径

I_t、W_t—扭转常数

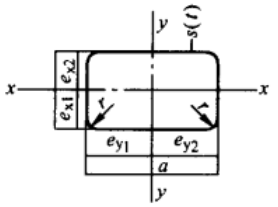
r—圆弧半径

尺寸		截面积	质量	型钢重心		截面特性				
						$x-x=y-y$			扭转常数	
a	t	A	q	$e_{x1}=e_{x2}$	$e_{y1}=e_{y2}$	I_{xy}	W_{xy}	i_{xy}	I_t	W_t
mm		cm^2	kg/m	cm		cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3
20	1.6	1.111	0.873	1.0	1.0	0.607	0.607	0.739	1.025	1.067
20	2.0	1.336	1.050	1.0	1.0	0.691	0.691	0.719	1.197	1.265
25	1.2	1.105	0.868	1.25	1.25	1.025	0.820	0.963	1.655	1.352
25	1.5	1.325	1.062	1.25	1.25	1.216	0.973	0.948	1.998	1.643
25	2.0	1.736	1.363	1.25	1.25	1.482	1.186	0.923	2.502	2.085
30	1.2	1.345	1.057	1.5	1.5	1.833	1.222	1.167	2.925	1.983
30	1.6	1.751	1.376	1.5	1.5	2.308	1.538	1.147	3.756	2.565
30	2.0	2.136	1.678	1.5	1.5	2.721	1.814	1.128	4.511	3.105
30	2.5	2.589	2.032	1.5	1.5	3.154	2.102	1.103	5.347	3.720
30	2.6	2.675	2.102	1.5	1.5	3.230	2.153	1.098	5.499	3.836
30	3.25	3.205	2.518	1.5	1.5	3.643	2.428	1.066	6.369	4.518
40	1.2	1.825	1.434	2.0	2.0	4.532	2.266	1.575	7.125	3.606
40	1.6	2.391	1.879	2.0	2.0	5.794	2.897	1.556	9.247	4.702
40	2.0	2.936	2.307	2.0	2.0	6.939	3.469	1.537	11.238	5.745
40	2.5	3.589	2.817	2.0	2.0	8.213	4.106	1.512	13.539	6.970
40	2.6	3.715	2.919	2.0	2.0	8.447	4.223	1.507	13.974	7.205
40	3.0	4.208	3.303	2.0	2.0	9.320	4.660	1.488	15.628	8.109
40	4.0	5.347	4.198	2.0	2.0	11.064	5.532	1.438	19.152	10.120
50	2.0	3.736	2.936	2.5	2.5	14.146	5.658	1.945	22.575	9.185
50	2.5	4.589	3.602	2.5	2.5	16.941	6.776	1.921	27.436	11.220
50	2.6	4.755	3.736	2.5	2.5	17.467	6.987	1.916	28.369	11.615
50	3.0	5.408	4.245	2.5	2.5	19.463	7.785	1.897	31.972	13.149
50	3.2	5.726	4.499	2.5	2.5	20.397	8.159	1.887	33.694	13.890
50	4.0	6.947	5.454	2.5	2.5	23.725	9.490	1.847	40.047	16.680
50	5.0	8.356	6.567	2.5	2.5	27.012	10.804	1.797	46.760	19.767
60	2.0	4.536	3.564	3.0	3.0	25.141	8.380	2.354	39.725	13.425

（续）

尺寸		截面积	质量	型钢重心		截面特性				
						$x—x=y—y$			扭转常数	
a	t	A	q	$e_{x1}=e_{x2}$	$e_{y1}=e_{y2}$	I_{xy}	W_{xy}	i_{xy}	I_t	W_t
mm		cm^2	kg/m	cm		cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3
60	2.5	5.589	4.387	3.0	3.0	30.340	10.113	2.329	48.539	16.470
60	2.6	5.795	4.554	3.0	3.0	31.330	10.443	2.325	50.247	17.064
60	3.0	6.608	5.187	3.0	3.0	35.130	11.710	2.505	56.892	19.389
60	4.0	8.547	6.710	3.0	3.0	43.539	14.513	2.256	72.188	24.840
60	5.0	10.356	8.129	3.0	3.0	50.486	16.822	2.207	85.560	29.767
70	2.0	5.336	4.193	3.5	3.5	40.724	11.635	2.762	63.886	18.465
70	2.6	6.835	5.371	3.5	3.5	51.075	14.593	2.733	81.165	23.554
70	3.2	8.286	6.511	3.5	3.5	60.612	17.317	2.704	97.549	28.431
70	4.0	10.147	7.966	3.5	3.5	72.108	20.602	2.665	117.975	34.690
70	5.0	12.356	9.699	3.5	3.5	84.602	24.172	2.616	141.183	41.767
80	2.0	6.132	4.819	4.0	4.0	61.697	15.424	3.170	86.258	24.305
80	2.6	7.875	6.188	4.0	4.0	77.743	19.435	3.141	122.686	31.084
80	3.2	9.566	7.517	4.0	4.0	92.708	23.177	3.113	147.953	37.622
80	4.0	11.747	9.222	4.0	4.0	111.031	27.757	3.074	179.808	45.960
80	5.0	14.356	11.269	4.0	4.0	131.414	32.853	3.025	216.628	55.767
80	6.0	16.832	13.227	4.0	4.0	149.121	37.280	2.976	250.050	64.877
90	2.0	6.936	5.450	4.5	4.5	88.857	19.746	3.579	138.042	30.945
90	2.6	8.915	7.005	4.5	4.5	112.373	24.971	3.550	176.367	39.653
90	3.2	10.846	8.523	4.5	4.5	134.501	29.889	3.521	213.234	48.092
90	4.0	13.347	10.478	4.5	4.5	161.907	35.979	3.482	260.088	58.920
90	5.0	16.356	12.839	4.5	4.5	192.903	42.867	3.434	314.896	71.767
100	2.6	9.955	7.823	5.0	5.0	156.006	31.201	3.958	243.770	49.263
100	3.2	12.126	9.529	5.0	5.0	187.274	37.454	3.929	295.313	59.842
100	4.0	14.947	11.734	5.0	5.0	226.337	45.267	3.891	361.213	73.480
100	5.0	18.356	14.409	5.0	5.0	271.071	54.214	3.842	438.986	89.767
100	8.0	27.791	21.838	5.0	5.0	379.601	75.920	3.695	640.756	133.446
115	2.6	11.515	9.048	5.75	5.75	240.609	41.845	4.571	374.015	65.627
115	3.2	14.046	11.037	5.75	5.75	289.817	50.403	4.542	454.126	79.868
115	4.0	17.347	13.630	5.75	5.75	351.897	61.199	4.503	557.238	98.320
110	5.0	21.356	16.782	5.75	5.75	423.969	73.733	4.455	680.099	120.517
120	3.2	14.686	11.540	6.0	6.0	330.874	55.145	4.746	517.542	87.183
120	4.0	18.147	14.246	6.0	6.0	402.260	67.043	4.708	635.603	107.400
120	5.0	22.356	17.549	6.0	6.0	485.441	80.906	4.659	776.632	131.767
130	4.0	20.547	16.146	6.75	6.75	581.681	86.175	5.320	913.966	137.040

附表 7-9　矩形空心型钢



符号　I—惯性矩
W—截面模量
i—回转半径
r—圆弧半径

尺寸			截面积	质量	截面特性						扭转常数	
					$x-x$			$y-y$				
a	b	$s=r$	A	q	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	I_t	W_t
mm			cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3
30	15	1.5	1.202	0.945	0.424	0.566	0.594	1.281	0.845	1.023	1.083	1.141
30	20	2.5	2.089	1.642	1.150	1.150	0.741	2.206	1.470	1.022	2.634	2.345
40	20	1.2	1.345	1.057	0.992	0.922	0.828	2.725	1.362	1.423	2.260	1.743
40	20	1.6	1.751	1.376	1.150	1.150	0.810	3.433	1.716	1.400	2.877	2.245
40	20	2.0	2.136	1.678	1.342	1.342	0.792	4.048	2.024	1.376	3.424	2.705
50	25	1.5	2.102	1.650	6.653	2.661	1.779	2.253	1.802	1.035	5.519	3.406
50	30	1.6	2.391	1.879	3.600	2.400	1.226	7.955	3.182	1.823	8.031	4.382
50	30	2.0	2.936	2.307	4.291	2.861	1.208	9.535	3.814	1.801	9.727	5.345
50	30	2.5	3.589	2.817	11.296	4.518	1.774	5.050	3.366	1.186	11.666	6.470
50	30	3.0	4.208	3.303	12.827	5.130	1.745	5.696	3.797	1.163	15.401	7.950
50	30	3.2	4.446	3.494	5.925	3.950	1.154	13.377	5.351	1.734	14.307	7.900
50	30	4.0	5.347	4.198	15.239	6.095	1.688	6.682	4.455	1.117	16.244	9.320
50	32	2.0	3.016	2.370	4.986	3.116	1.285	9.996	3.998	1.820	10.879	5.729
50	35	2.5	3.839	3.017	7.272	4.155	1.376	12.707	5.083	1.819	15.277	7.658
60	30	2.5	4.089	3.209	17.933	5.799	2.094	5.998	3.998	1.211	16.054	7.845
60	30	3.0	4.808	3.774	20.496	6.832	2.064	6.794	4.529	1.188	17.335	9.129
60	40	1.6	3.031	2.382	8.154	4.077	1.640	15.221	5.073	2.240	16.911	7.160
60	40	2.0	3.736	2.936	9.830	4.915	1.621	18.410	6.136	2.219	20.652	8.785
60	40	2.5	4.589	3.602	22.069	7.356	2.192	11.734	5.867	1.599	25.045	10.720
60	40	3.0	5.408	4.245	25.374	8.458	2.166	13.436	6.718	1.576	19.121	12.549
60	40	3.2	5.726	4.499	14.062	7.031	1.567	26.601	8.867	2.155	30.661	13.250
60	40	4.0	6.947	5.454	30.974	10.324	2.111	16.269	8.134	1.530	36.298	15.880
70	50	2.5	5.589	4.195	22.587	9.035	2.010	38.011	10.860	2.607	45.637	15.970
70	50	3.0	6.608	5.187	44.046	12.584	2.581	26.099	10.439	1.987	53.426	18.789
70	50	4.0	8.547	6.710	54.663	15.618	2.528	32.210	12.884	1.941	67.613	24.040
70	50	5.0	10.356	8.129	63.435	18.124	2.474	37.179	14.871	1.894	79.908	28.767
80	40	2.0	4.536	3.564	12.720	6.360	1.674	37.355	9.338	2.869	30.820	11.825

（续）

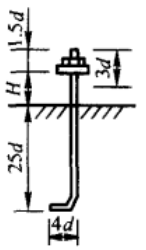
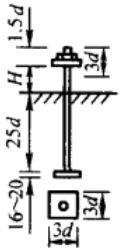
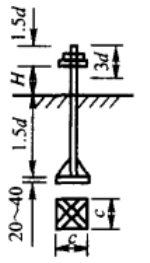
尺寸			截面积	质量	截面特性						扭转常数	
					$x-x$			$y-y$				
a	b	$s=r$	A	q	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	I_t	W_t
mm			cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3
80	40	2.5	5.589	4.387	45.103	11.275	2.840	15.255	7.627	1.652	37.467	14.470
80	40	2.6	5.795	4.554	15.733	7.866	1.647	46.579	11.644	2.835	38.744	14.984
80	40	3.0	6.608	5.187	52.246	13.061	2.811	17.552	8.776	1.629	43.680	16.989
80	40	4.0	8.547	6.111	64.780	16.195	2.752	21.474	10.737	1.585	54.787	21.640
80	40	5.0	10.356	8.129	75.080	18.770	2.692	24.567	12.283	1.540	64.110	25.767
80	60	3.0	7.808	6.129	70.042	17.510	2.995	44.886	14.962	2.397	88.111	26.229
80	60	4.0	10.147	7.966	87.905	21.976	2.943	56.105	18.701	2.351	112.53	33.800
80	60	5.0	12.356	9.699	103.925	25.811	2.890	65.634	21.878	2.304	134.53	40.767
90	40	2.5	6.089	4.785	17.015	8.507	1.671	60.686	13.485	3.156	43.880	16.345
90	50	2.0	5.336	4.193	23.367	9.346	2.092	57.876	12.861	3.293	53.294	16.865
90	50	2.6	6.835	5.371	29.162	11.665	2.065	72.640	16.142	3.259	67.464	21.474
90	50	3.0	7.808	6.129	81.845	18.187	2.237	32.735	13.094	2.047	76.433	24.429
90	50	4.0	10.147	7.966	102.696	22.821	3.181	40.695	16.278	2.002	97.162	31.400
90	50	5.0	12.356	9.699	120.570	26.793	3.123	47.345	18.938	1.957	115.436	37.767
100	50	3.0	8.408	6.600	106.451	21.290	3.558	36.053	14.421	2.070	88.311	27.249
100	60	2.0	7.126	4.822	38.602	12.867	2.508	84.585	16.917	3.712	84.002	22.705
100	60	2.6	7.875	6.188	48.474	16.158	2.480	106.663	21.332	3.680	106.816	29.004
120	50	2.0	6.536	5.136	30.283	12.113	2.152	117.992	19.665	4.248	78.307	22.625
120	60	2.0	6.936	5.450	45.333	15.111	2.556	131.918	21.986	4.360	107.792	27.345
120	60	3.2	10.846	8.523	67.940	22.646	2.502	199.876	33.312	4.292	165.215	42.332
120	60	4.0	13.347	10.478	240.724	40.120	4.246	81.235	27.078	2.466	200.407	51.720
120	60	5.0	16.356	12.839	286.941	47.823	4.188	95.968	31.989	2.422	240.869	62.767
120	80	2.6	9.955	7.823	108.906	27.226	3.307	202.757	33.792	4.512	223.620	47.183
120	80	3.2	12.126	9.529	130.478	32.619	3.280	243.542	40.590	4.481	270.587	57.282
120	80	4.0	14.947	11.734	294.569	49.094	4.439	157.281	39.320	3.243	330.438	70.280
120	80	5.0	18.356	14.409	353.108	58.851	4.385	187.747	46.936	3.198	400.735	95.767
120	80	6.0	21.632	16.981	405.998	67.666	4.332	214.977	53.744	3.152	465.940	100.397
120	80	8.0	27.791	21.838	260.314	65.078	3.060	495.591	82.598	4.222	580.769	127.046
120	100	8.0	30.991	24.353	447.484	89.496	3.799	596.114	99.352	4.385	856.089	162.886
140	90	3.2	14.046	11.037	194.803	43.289	3.724	384.007	54.858	5.228	409.778	75.868
140	90	4.0	17.347	13.631	235.920	52.426	3.687	466.585	66.655	5.186	502.004	93.320
140	90	5.0	21.356	16.782	283.320	62.960	3.642	562.606	80.372	5.132	611.389	114.267
150	100	3.2	15.326	12.043	262.263	52.452	4.136	488.184	65.091	5.643	538.150	90.818

附录 8　螺栓和锚栓规格

附表 8-1　螺栓螺纹处的有效截面面积

公称直径	12	14	16	18	20	22	24	27	30
螺栓有效截面积 A_e（cm^2）	0.84	1.15	1.57	1.92	2.45	3.03	3.53	4.59	5.61
公称直径	33	36	39	42	45	48	52	56	60
螺栓有效截面积 A_e（cm^2）	6.94	8.17	9.76	11.2	13.1	14.7	17.6	20.3	23.6
公称直径	64	68	72	76	80	85	90	95	100
螺栓有效截面积 A_e（cm^2）	26.8	30.6	34.6	38.9	43.4	49.5	55.9	62.7	70.0

附表 8-2　锚栓规格

型　式		Ⅰ				Ⅱ			Ⅲ			
												
锚栓直径 d（mm）		20	24	30	36	42	48	56	64	72	80	90
锚栓有效截面积（cm^2）		2.45	3.53	5.61	8.17	11.21	14.73	20.30	26.80	34.60	43.44	55.91
锚栓设计拉力（kN）（Q235 钢）		34.3	49.4	78.5	114.1	156.9	206.2	284.2	375.2	484.4	608.2	782.7
Ⅲ型锚栓	锚板宽度 c（mm）					140	200	200	240	280	350	400
	锚板厚度 t（mm）					20	20	20	25	30	40	40

参 考 文 献

1　《钢结构设计规范》(GB 50017)

2　《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068)

3　《建筑结构荷载规范》(GB 50009)

4　《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)

5　《冷弯薄壁型钢结构设计规范》(GB 50018)

6　《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CESC 102：98)

7　魏明钟．钢结构．武汉：武汉理工大学出版社，2002

8　王国周，瞿履谦．钢结构——原理与设计．北京：清华大学出版社，1993

9　夏志斌，姚谏．钢结构．杭州：浙江大学出版社，1996

10　西安冶金建筑学院编，陈绍蕃主编．钢结构．北京：中国建筑工业出版社，1994

11　钟善桐．钢结构．北京：中国建筑工业出版社，1988

12　沈祖炎，陈扬骥，陈以一．钢结构基本原理．北京：中国建筑工业出版社，2000

13　陈绍蕃著．钢结构设计原理．第2版．北京：科学出版社，1998

14　《钢结构设计规范》编制组编．《钢结构设计规范》专题指南．北京：中国计划出版社，2003

15　DD－ENV－1993.1.1，Eurocode 3：Design of Steel Structure，part 1.1 General Rusel.